



TITLE:

Edge Girderを有する斜張橋の耐風性評価とその空力振動特性に関する研究(Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

大東, 義志

CITATION:

大東, 義志. Edge Girderを有する斜張橋の耐風性評価とその空力振動特性に関する研究. 京都大学, 2006, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2006-09-25

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.r11912>

RIGHT:

Edge Girderを有する斜張橋の耐風性評価と
その空力振動特性に関する研究

平成18年8月

大 東 義 志

Edge Girder を有する斜張橋の耐風性評価と
その空力振動特性に関する研究

平成 18 年 8 月

大 東 義 志

目 次

第1章 緒 論	
1. 1 概説	1
1. 2 研究目的	8
参考文献	
第2章 従来の研究および概要	
2. 1 概説	11
2. 2 従来の研究	12
2. 3 風洞試験概要	
2. 3. 1 模型および風洞試験の概要	26
2. 3. 2 フラッター解析法の概要	30
参考文献	
第3章 端2主桁断面 (Edge Girder) の基本的空力振動特性	
3. 1 概説	46
3. 2 π 型断面としての空力振動応答特性	47
3. 3 主桁形状変化が及ぼす基本的空力特性の把握	50
3. 4 I 桁断面の主桁位置変化にともなう空力応答現象	57
3. 5 風の傾斜角の影響および乱流中における空力振動応答の挙動	62
3. 6 端2主桁断面の空力特性に及ぼす断面辺長比 (主桁高) の影響	64
参考文献	
第4章 端2主桁断面 (Edge Girder) の渦励振およびフラッターの発現機構	
4. 1 概説	72
4. 2 π 型断面における渦励振応答特性	
4. 2. 1 自由振動応答特性から推定する St 数	73
4. 2. 2 端2主桁断面における自己励起型渦励振の特性	75
4. 3 π 型断面におけるフラッター発現機構	
4. 3. 1 端2主桁断面のフラッター発現機構	81
4. 3. 2 フラッター安定化メカニズムに関する考察	86
4. 3. 3 主桁を内側に設置した断面のフラッター特性	96
4. 3. 4 風の傾斜角の変化によるフラッター特性の考察	101
参考文献	

第5章 耐風設計から見た斜張橋の力学特性	
5. 1 概説	106
5. 2 マルチケーブル斜張橋の力学特性	
5. 2. 1 既存の斜張橋における固有振動数を用いた全体剛性の分析	107
5. 2. 2 マルチケーブル形式が斜張橋全体剛性に及ぼす影響	111
5. 3 端2主桁断面の斜張橋適用可能支間長の検討	
5. 3. 1 構造的観点からの適用可能支間長の概要	122
5. 3. 2 空力特性から見た適用可能支間長の実験的検討	123
参考文献	
第6章 端2主桁断面 (Edge Girder) の長大斜張橋への適用性	
6. 1 概説	131
6. 2 振動発生メカニズムの基づく合理的な制振対策の考案	
6. 2. 1 各種制振対策部材の設置による耐風安定化効果	133
6. 2. 2 合理的な制振対策断面の空力振動特性	139
6. 2. 3 制振対策断面の安定化メカニズムに関する考案	142
6. 3 渦励振応答特性に及ぼす橋梁付属物の影響	148
6. 4 実橋を想定した端2主桁断面の空力特性に関する考察	153
6. 5 端2主桁断面の経済性に関する一考察	163
参考文献	
第7章 結 論	168
謝 辞	170
APPENDIX	

＜主な記号の説明＞

B	: 断面の主流方向長さ（断面の弦長）
D	: 断面主流直角方向長さ（桁高）
B/D	: 断面辺長比
b	: 半弦長
c	: 主桁位置（断面端部から主桁中心までの距離）
C_D	: 抗力係数
C_L	: 揚力係数
C_M	: ピッチングモーメント係数
\bar{C}_P	: 平均圧力係数
\tilde{C}_p	: 変動圧力係数
ψ	: 変位と変動圧力との位相差
W_r	: 無次元仕事
η	: たわみ変位
ϕ	: ねじれ変位
f	: 振動数
f_η	: たわみ振動数 (Hz)
f_ϕ	: ねじれ振動数 (Hz)
Sc 数	: スクルートン数 (Scruton 数)
St 数	: ストロークハル数 (Strouhal 数)
V	: 風速
V_r	: 換算無次元風速
V_p	: 実橋換算風速
α	: 風の傾斜角（迎角）
θ	: 下フランジ傾斜角
ρ	: 空気密度
δ	: 対数減衰率
m	: 鉛直たわみの等価質量
I	: ねじれの等価慣性モーメント

第1章 緒 論

1. 1 概 説

近年，これまでの公共事業の主眼が社会資本整備というハード面から福祉・医療といったソフト面に転換しつつあるなか，本四架橋に代表されるような国家プロジェクトの長大橋梁建設には経済性を優先とした合理化が求められている．長支間を渡すのに有利とされる橋梁形式の吊橋は現在，豊予海峡大橋，紀淡海峡大橋，津軽海峡大橋などに建設構想はあるものの，それらの実現には技術的な課題の他に，昨今の経済情勢はじめ，国民レベルの合意形成など多くの障壁を乗り越える必要がある．一方，中規模支間を渡すのに適しているとされる斜張橋は，それがもつ景観性，シンボル性から多くの需要があり，各地で建設されている．そのため景観に優れ，経済性を有する合理化斜張橋建設技術を蓄積することは，将来の長大斜張橋技術を構築するなかで必要不可欠である．

桁をケーブルで斜めに吊って補強する考えは，竹製の歩行部を“蔓”で吊ったものが熱帯地方に見られるようで，これが斜張橋の原型と言われている[1]．斜張橋の歴史[1]～[12]は吊橋よりも浅く，19世紀前半に当時の土木技術の権威者である L.H. Navier (1785-1836) が，材料学的・構造解析学的（不静定）未発達な時代背景も重なり，「吊り橋の方が斜張橋よりも力学的に進んでいる」と発表したため，近代吊橋の最初とされる Brooklyn 橋(1883, 486m) から約 70 年後の Strömsund 橋 (1955, 183m, スウェーデン，写真 1-1-1) まで遅れることになる．これより前の 1938 年に戦後ドイツの橋梁復興計画のなかで，Dischinger が吊橋のケーブルにステイケーブルを組み合わせ，剛性を高くした吊形式橋梁を提唱して



写真 1-1-1 Strömsund 橋 (1955, 183m, スウェーデン) [13]

いたが、実際の橋梁に採用されることはなかった。しかし、ステイケーブルのみを用いたいわゆる斜張橋を生み出す引き金になったことは間違いない。また、1950年代は計算機技術の発達も著しく、これまで手計算では解くことが困難であった不静定構造を精度良く解くことができたことも斜張橋がこれ以降に急速に発達した要因でもある。このような背景から Strömsund 橋をもって近代斜張橋の幕開けを迎えたのである。Strömsund 橋はケーブルにロックドコイルを使用したこと、架設は張り出し工法によっていること、ケーブル定着部は架設時の張力導入作業を考慮した構造であることなど、その後の斜張橋の模範となるものであった。Strömsund 橋に続いて、ケーブルシステムとしては最初のハープ形式が採用された Theodor Heuss 橋 (1957, 260m) が建設され、さらに初めて A 形主塔が採用された Severins 橋 (1959, 320m)、続いて Friedrich-Ebert 橋 (1967, 280m) では初のマルチケーブル形式が採用された。そして、当時斜張橋としては世界最長を誇る Knie 橋 (1969, 319m) へと続いていく。この Knie 橋は π 型断面の主桁形式を有し、さらに 114m と比較的高い主塔形式を持つにもかかわらず、H 形の主塔の間には橋軸直角方向の安定を確保するストラットや対傾構はなく、2本の独立柱を有することが構造的な特徴である。このように斜張橋の建設が盛んになった背景として、先に述べた計算機技術の発達の他に高強度材料の開発、特にケーブル用の高強度材料の開発や鋼床版構造の開発、すなわち軽量な桁構造の開発なども挙げられる。一方、国内では 1960 年の勝瀬橋 (128m) をはじめ、1975 年には国内最初のマルチケーブルを採用したかもめ大橋 (240m)、1977 年には世界で最初となるダブルデッキを有する六甲大橋 (220m) が建設され、1989 年の横浜ベイブ



写真 1-1-2 多々羅大橋 (1998, 890m)

リッジ (460m), 1993 年の東神戸大橋 (485m) に続いて, 現在でも斜張橋としては世界最大の支間長を有する多々羅大橋 (1998, 890m, 写真 1-1-2) へと発展し続けている[14]~[16] (図 1-1-1)。

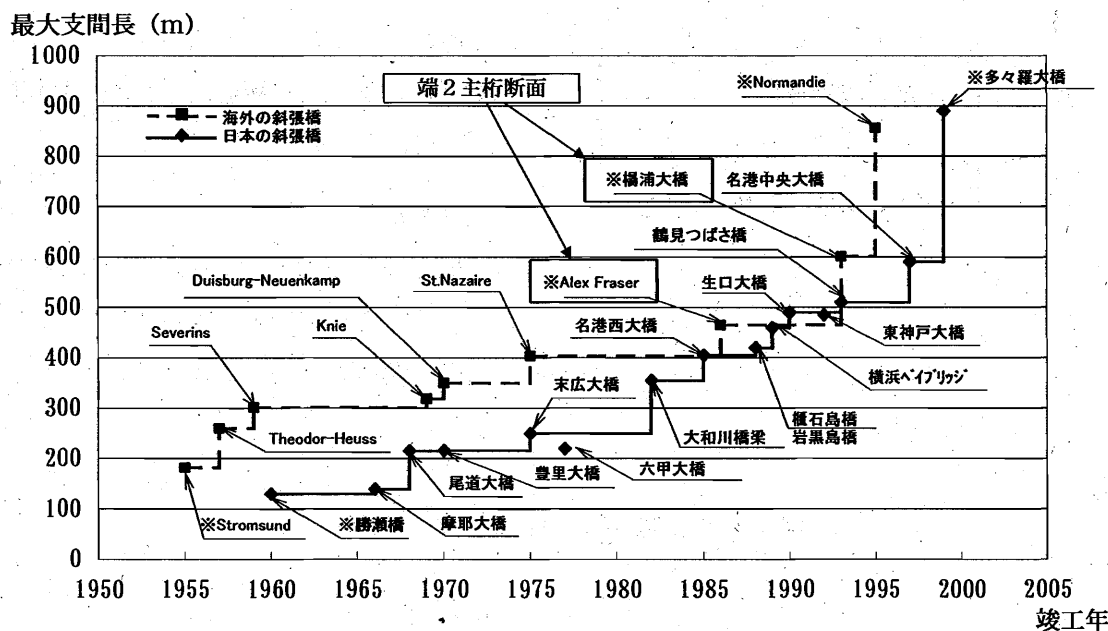


図 1-1-1 鋼斜張橋の最大支間長の変遷 (※複合構造橋) [2][17][18]

斜張橋は図 1-1-1 で示すように, ここ 50 年ほどの間に急激に発展・普及してきた橋梁形式[2][17][18]であるため, 斜張橋には解決すべき数々の問題・課題がある. しかし, 斜張橋が将来にさらに発展するためには, ただ, 支間長を大きくすることだけでなく, 前述したように, 我が国における昨今の財政状況を踏まえたより一層のコスト縮減が重要な課題の一つである. そこで, 経済的かつ合理的な斜張橋形式を考案するにあたって, 図 1-1-2 に斜張橋の材料的な構造の分類を整理する. 橋梁はその用途・自然条件・経済性・橋長・支間割り・外観などの様々な要因によって, コンクリート構造, 鋼構造の他に, 鋼とコンクリートのそれぞれの材料特性を生かした複合構造に分けられる[2]. 経済的な長大斜張橋建設の実現には, コンクリート橋のメリットの一つである経済性と鋼橋のメリットの一つである靱性との両特性を生かした複合構造が解決策の一つである[14].

複合構造の斜張橋としては過去にスペインの Rande 橋 (1978, 400m) がある[20]. この橋は RC 主塔に鋼床版を有する π 型, いわゆる 2 主桁形式の斜張橋である. これまで独自の発展をたどってきた鋼製斜張橋と PC 斜張橋とが, この橋によりその両方の技術的節点を共有したのである.

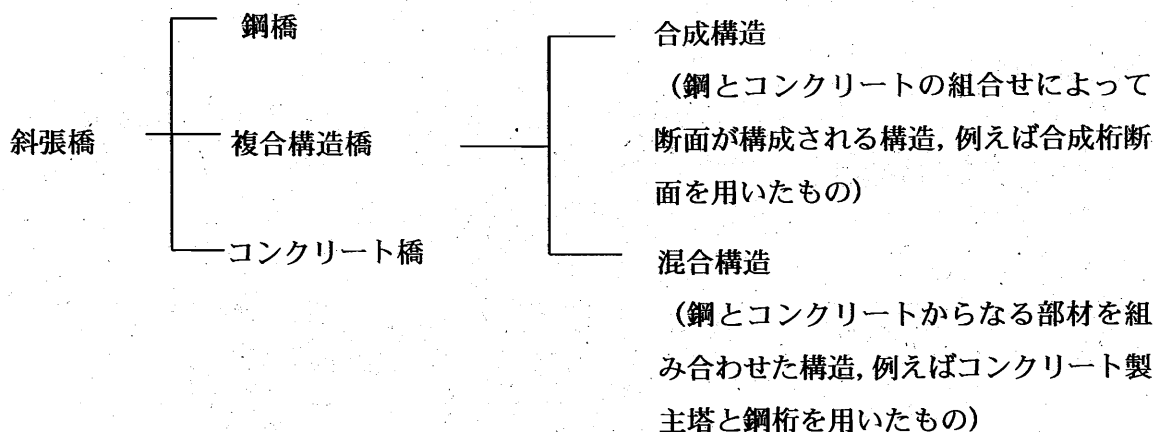


図 1-1-2 斜張橋の材料による分類[2]

複合構造のなかでも主桁への合成構造を本格的に採用した長大斜張橋（以下，合成斜張橋と呼ぶ）には 1991 年まで世界最長の支間長を誇っていたカナダの Alex Fraser 橋（1986，465m，図 1-1-3）がある。Alex Fraser 橋の主桁断面は，端部に配置した I 桁を横桁で連結した鋼桁システムとコンクリート床版を合成させた 2 主桁形式であり，当時では異例の安価で建設されている。それ以来，海外では経済性を有する主桁形式として注目され，PC 斜張橋や鋼斜張橋の代案として数多く建設されている[1]。

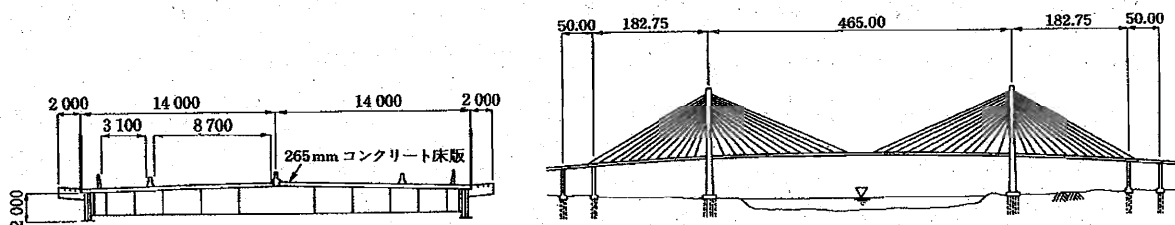


図 1-1-3 Alex Fraser 橋の一般図[21]

表1-1-1 代表的な合成斜張橋の一覧表[1]

橋名	所在地	完成年	橋長 (m)	主径間長 (m)	総幅員 (m)	主桁			床版			主塔		備考				
						断面	主桁間隔 (m)	桁高 (m)	辺長比 B/D	種別	厚さ (cm)	支間長 (m)	支間方向		強度 (MPa)	材料	形状	高さ (m)
Alex Fraser(Annacis)	カナダ	1986	930.5	465	32	I	28	2	14.4	プレキャスト	21.5	4.5	橋軸	55	コンクリート	H	154.3	
Quincy Bayview	アメリカ	1987	542.5	274.3	14.17	I	13.26	1.83	6.9	プレキャスト	22.9	2.21	橋軸直交	41	コンクリート	H	71.4	
Weirton-Stuebenville	アメリカ	1990	456.6	249.9	28.04	I	27.43			場所打ち	21.6	2.44	橋軸直交		コンクリート	A	111.3	非対称
Nanpu (南浦大橋)	中国	1991	765	423	30.35	I	24.44	2.1	12.9	プレキャスト	26	4.5	橋軸	60	コンクリート	H	150	
Vidyasagar Setu (Second Hooghly)	インド	1992	823	457.2	35	I	29.1	2	15.7	場所打ち	23	4.1	橋軸	35	鋼	H	122	
Burlington	アメリカ	1993	379.5	201.2	26.5	I	25.7	1.52	14.9	プレキャスト	25.4	4.57	橋軸	41	コンクリート	H	98.7	非対称
Karnali River	ネパール	1993	500	325	11.3	トラス	10	3	3.5	プレキャスト	22.9	3.33	橋軸直交	35	鋼	H	124.6	非対称
Mezcala	メキシコ	1993	938.9	311.4/ 299.5	18.5	I	18.1	2.59	6.6	場所打ち	20	4	橋軸		コンクリート	H	241.8	4径間
Yangpu (楊浦大橋)	中国	1993	1172	602	30.35	箱	25	2.7	10.3	プレキャスト	26 ~ 40	4.5	橋軸	60	コンクリート	逆Y	208	
Clark	アメリカ	1994	414.5	230.4	31.85	I	30.5	1.9	14.7	プレキャスト	26.7		橋軸		コンクリート	1本柱	86.3	
Frod Hartman (Baytown)	アメリカ	1995	674.8	381	2×23.83	I	2×23.83	1.54	13.7	プレキャスト	20	5.2	橋軸	41	コンクリート	ダブル ダイヤモンド	120.8	主塔一体の並列橋
Second Severn	イギリス	1996	946.6	456	34.6	I	25.2	2.63	12.2	プレキャスト	20 ~ 35	3.65	橋軸	70	コンクリート	H	137	
Kap Shui Mun (汲水門橋)	香港	1996	930.5	465	32	I	28	2	14.4	プレキャスト	21.5	4.5	橋軸	55	コンクリート	H	154.3	ダブルデッキ道路鉄道併用橋 側径間PC桁
Xupu	中国	1997	1074	590	35.95	箱	33.25	2.7	12.1	プレキャスト	26 ~ 46		橋軸		コンクリート	A	217	側径間PC桁
Karkistensalmi	フィンランド	1997	450	240	12.8	I	10.7	1.6	6.9	場所打ち	26	4.8	橋軸		コンクリート	H	94.6	
Raippaluoto	フィンランド	1997	440	250	12	I	13	1.5	8	プレキャスト		4.67	橋軸		コンクリート	ダイヤモンド	82.5	
Ting Kau	香港	1998	1177	448/ 475	2×18.77	I	2×18.77	1.75	9.4	プレキャスト	24 ~ 30	4.5	橋軸	60	コンクリート	1本柱	201.4	4径間、主塔共有の並列橋
平均断面辺長比※						11.0			※(総幅員)/(桁高+床版厚)									

※(総幅員)／(桁高＋床版厚)

平均断面辺長比※

11.0

ここで、これまでに建設された合成斜張橋のうち、スパンが200mを超える主な橋梁を表1-1-1に示す。合成斜張橋はここ10年程度の間に北米、ヨーロッパ諸国、中国で急速に施工例が増加しており、現在、世界最大支間長を有する合成斜張橋は中国の楊浦大橋（1993，602m，図1-1-4）[22]であり、主桁形式は箱桁を採用している。同じ中国にも Alex Fraser 橋と同じように主桁形式にI桁を採用している南浦大橋（1991，423m，図1-1-5）[22]がある。

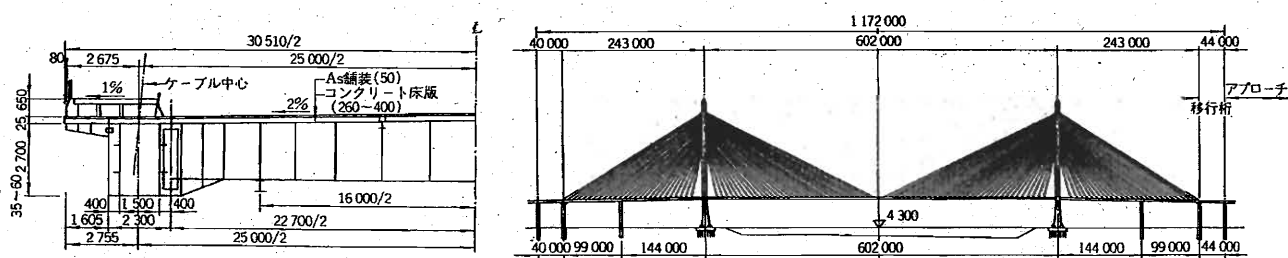


図 1-1-4 楊浦大橋の一般図[22]

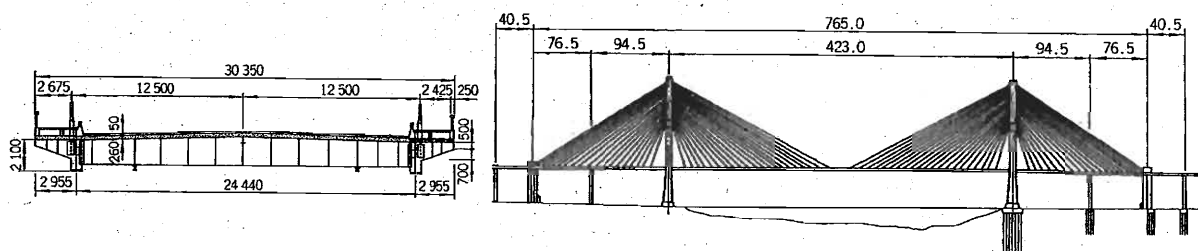


図 1-1-5 南浦大橋の一般図[22]

このように海外で多くの施工実績があるものの、国内では本格的に長大橋へ合成斜張橋を採用した施工例は見られない。そこで、表1-1-1に示した合成斜張橋に共通する一般的な特徴を以下に述べることで、わが国における技術的課題[1]を考察する。

- (1) 比較的桁高さの低いI桁を橋の幅員方向の両端部に配置した単純な構造（端2主桁断面）である。
- (2) 耐風安定性に劣り、耐風対策が必要になることが多い。

- (3) ファンタイプのマルチケーブルを採用し、主桁のケーブル定着点はスパン中央から塔付近までほぼ等間隔で密に配置されている。
- (4) 床版間隔が広く、床版を横桁で支持する 경우가多く、床版のスパン（主筋方向）は橋軸方向になる。

これら技術的な特徴のうち、(1)や(4)に関して、現在も旧日本道路公団をはじめとして、全国にPC床板を有する少数主桁構造の合理化主桁形式を用いた鋼橋として盛んに建設が進められている。(3)について、主桁断面に作用する軸力による材料学的な圧縮強度の問題や合理的なケーブル定着構造の開発などの課題があるが、海外でいくつもの実績があることを考えれば、これまで国内で合成斜張橋が建設されなかった直接的な理由とは考えにくい。つまり、日本のような厳しい自然条件、特に橋梁にとっての厳しい風環境において、旧 Tacoma Narrows 橋主桁断面（H型断面）[23]と幾何学的類似性を有する π 型断面であるため、(2)の耐風安定性に劣るという疑念が、これまで国内で施工されなかった最大の要因であると考えられる。実際に各種空力振動問題に対して、斜張橋への適用を目的とし、少数主桁形式を有する実構造断面を対象とした耐風性検討は散見するものの、系統立てた基本的な空力特性の把握や振動発生メカニズムにまで言及したものは少ないのが現状である。

そこで、耐風性安定性を確保するには風による構造物の挙動を正確に把握し、それに対する適切な対策を施すことが重要である。斜張橋のみならず、橋梁にとって長大化・長支間化することは橋梁自体が軽量化・柔構造化し、その結果、構造減衰やねじれ剛性が低下する。そのため風によるフラッター、渦励振、ギャロッピング、レインパイブレーションなどの種々の空力不安定現象が橋桁やケーブル、主塔に発生する。フラッターやギャロッピングのような破壊的な発散振動は橋梁に重大な被害をもたらすため、他の空力現象と比べて比較的高い安全率が設定される。一方、物体の背後や側面に生成される周期的な渦により励起される渦励振は設計風速よりもはるかに低い風速域で発生することから、発生頻度が高い振動現象であり、構造物の疲労破壊や施工性・使用性に問題となることがある。

本研究ではこのような背景から斜張橋に適用する主桁形式として、Alex Fraser 橋の主桁形式のようなコンクリート床版の端部に2本の主桁を設けた断面（以下、端2主桁断面（Edge Girder）[24]と呼ぶ）を対象に、上下非対称断面である π 型断面の空力振動特性について論じるとともに、それらに発生する渦励振およびフラッターを中心とした空力振動特性を把握し、新たな観点から、その振動発生機構について論じることとする。

1. 2 研究目的

本論文では、上下非対称の π 型断面である端2主桁断面に発現する空力振動現象に関して、系統立てた、幾何学形状変化とその空力振動特性との関係を把握し、その振動発生機構を明らかにすることを目的とする。さらにそれら断面の長大斜張橋への適用性を考究するものである。

はじめに、本論文では Bluff Body の空力特性における端2主桁断面の位置付けを明確にした上で、上下非対称の π 型断面である端2主桁断面が、どのような空力振動特性を有するのか、H 型断面および矩形断面の振動応答特性と比較して、基本的な空力振動特性について考察する。さらには主桁形状および主桁位置や桁高（断面辺長比）を変化させることで、端2主桁断面の空力特性に及ぼす影響を把握する。次に渦励振特性やフラッター特性に着目して、自由振動応答特性および非定常圧力特性から断面周りの流れ場を把握した上で、下側形状変化がなぜ上面の流れ場に影響を及ぼし、全体の応答特性を決定づけるのか、H 型断面や矩形断面の空力特性と比較しながら、その振動メカニズムについて論じる。次に斜張橋の固有値解析より主桁のねじり剛性をパラメータに、ねじれ振動数に着目したマルチケーブルの斜張橋全体剛性への寄与について考察する。また、端2主桁断面の長大斜張橋への適用可能な支間長について、その耐風特性の観点から述べる。特に支間長、主桁位置およびフラッター発現風速の関係を明らかにすることで、今後の合理化桁斜張橋を計画する際の有効な耐風基礎データを示す。さらに、長大斜張橋への適用性に関して、本研究で明らかにした振動発生メカニズムに基づく合理的でかつ、耐風安定性に優れた耐風対策を考案し、その耐風性能を確認する。最後に、実橋を想定した合理的な斜張橋主桁形式を考案し、その耐風性評価を行うとともに経済評価も含めた総合的な検討を行う。

なお、本研究で対象とする端2主桁断面の断面辺長比は、表 1-1-1 にあるようなこれまで施工実績のある合成斜張橋の断面辺長比の平均値 $B/D=11.0$ であることに加え、長大斜張橋への適用を考慮して、断面辺長比 $B/D=10$ とした断面を対象として、その空力振動特性について論じることとする。

まず、第1章では、本論文の研究背景と研究目的を述べ、本研究の位置付けを明確にした。第2章ではこれまで行われてきた既往の研究を整理し、Bluff Body の空力特性における端2主桁断面の位置付けについて述べる。また、本研究で行った実験および解析の概要について述べる。

第3章では、H 型断面および矩形断面の振動応答特性と比較して、非対称断面としての基本的な空力振動特性を考察する。さらに幾何学形状の違いによる基本的な空力特性について述べる。

第4章では第3章で明らかにした把握した基本的な空力振動特性をもとに、上下非対称である端2主桁断面の渦励振応答特性やフラッター特性について論じる。

H型断面と幾何学的な類似性を有する端2主桁断面にとって、いくつものケーブルで支持すること（マルチケーブル）により斜張橋の全体剛性を上げることが耐風性を確保する上で重要である。そのため、第5章では斜張橋の力学特性として、マルチケーブルが及ぼす斜張橋全体剛性への寄与について考察する。また、端2主桁断面が、どの程度の支間長を有する斜張橋にまで適用が可能か、耐風設計の観点から長大斜張橋への適用可能な支間長について述べる。

第6章では、前章までの振動応答特性に基づいた合理的な制振対策を考案し、実橋想定断面における端2主桁断面の長大斜張橋への適用性について耐風性検討を中心とした考察を行う。最後に経済的な評価について一考察を行う。

以上を受けて、第7章では全体をまとめるとともに今後の課題および展望について述べる。

<参考文献>

- [1] 土木学会：ケーブル・スペース構造の基礎と応用，1999.
- [2] 土木学会：鋼斜張橋—技術とその変遷—
- [3] 九州大学出版会：斜張橋の設計と施工，1986.
- [4] 複合構造に関する研究の発展の歴史と動向：土木学会論文集，No.344，Ⅰ-1，1984.4
- [5] 小西一郎：鋼橋，1977.
- [6] 大田孝二・深沢 誠：橋と鋼
- [7] 川田忠樹：近代吊橋の歴史 —経済性と剛性の相克—
- [8] 成田信之：鋼橋の未来 —21世紀への挑戦—
- [9] N.J.Gimsing：Cable Supported Bridges（吊形式橋梁 —計画と設計—）
- [10] 伊藤 學，川田忠樹：超長大橋時代の幕開け—技術者達の新たな挑戦—
- [11] 長井正嗣，井沢 衛，中村 宏：斜張橋の基本計画設計法，1997.
- [12] 藤野陽三，長井正嗣：吊り形式橋梁の現状と将来，構造工学論文集，JSSC，第1巻3号，1994.
- [13] David Goodyear：Elements in the Design and Construction of Cable-Stayed Bridges，OTEC，2002.10
- [14] 橋梁と基礎—斜張橋特集—1978.8
- [15] 日本の斜張橋：コスモ技研株式会社編
- [16] 橋梁と基礎—本州四国連絡橋特集—1984.8
- [17] (社)建設コンサルタンツ協会近畿支部：斜張橋の実績調査報告（長大鋼橋研究委員会）
- [18] (社)建設コンサルタンツ協会近畿支部：鋼橋の合理化設計および耐風・耐震設計に関する調査研究
- [19] 橋と風：橋と風編集グループ
- [20] 成瀬輝男：スペインの大型斜張橋，橋梁と基礎，pp.12-15，1977.11
- [21] 川田忠樹監修：複合構造橋梁，1994.
- [22] 林 元培，謝 旭，中崎俊三：中国の長大合成桁斜張橋の設計と施工—南浦大橋と楊浦大橋—：橋梁と基礎，pp.25-34，1996.6
- [23] 川田忠樹：誰がタコマを落としたか，1975.
- [24] 吊形式橋梁の合理化桁の耐風性向上の検討：住友重機械工業(株)受託研究報告書，平成9年3月

第2章 従来の研究および概要

2. 1 概 説

橋梁設計における動的耐風性の重要性を認識させ、今日の耐風工学の契機になったのは、言うまでもなく、1940年に起きた旧 Tacoma Narrows 橋（1940, 853m）の落橋事故（写真 2-1-1）である。この事故は、ねじれフラッターによる空力不安定現象が主な原因とされている[1]。その後、多くの研究機関で静的な風荷重の評価に加えて、動的な振動現象の研究が加速度的に進み、各種空力振動現象の発生機構や特性が解明されつつある。そして、これらの研究成果が現在の世界各国において見られる長大橋梁建設の重要な役割を担っている。



写真 2-1-1 旧 Tacoma Narrows 橋（1940, 853m, アメリカ）

橋梁は様々な部材要素で構成されている。桁、塔、ケーブルのみならず、高欄、添加物など、それぞれに作用する空力不安定現象について、これまで数々の研究や報告がある。特に橋梁の桁に作用する動的空力不安定現象としては、風の乱れによるバフエッティング振動、一般的には風速発散型とされるフラッター、ギャロッピング、風速・振幅ともその振動範囲が限定される渦励振などが挙げられる。本章ではこれまで種々の研究機関で行われてきた研究のうち、本論文で対象とする空力振動現象であるフラッターと渦励振について、その代表的な研究成果をとりまとめる。さらに、そこから得られている知見をまとめるとともに端2主桁断面の耐風性に関する他の研究機関の研究成果を列挙して、Bluff Bodyの空力特性における端2主桁断面の位置付けを明確にする。

本論文では風洞試験を中心に空力振動発生メカニズムの解明を試みているため、本章では本研究で実施した風洞試験および解析について、それらの概要を述べることにする。

2. 2 従来の研究

構造物に風が作用すれば、構造物は風圧により静的な変形をしたり、時間的に変動する空気力により動的な振動をしたりする[2]。静的な構造物の挙動には単なる静的変形以外に発散的変形であるダイバージェンスや横座屈などの静的不安定現象がある。一方、動的不安定現象に起因する空気力（構造物自身の運動に伴う時間的に変化する空気力）、すなわち非定常空気力には構造物の振動性状にあまり影響されず強制的な外力として作用する強制空気力と、流体中で構造物が振動することによって流れ場が変化し、それにより励起される自励空気力とに分けることができる。それぞれの空気力の作用による振動は強制振動および自励振動と呼ばれる。強制振動にはバフエッティング現象などがその代表で、自励振動にはギャロッピング、フラッターなどがある。また、自励振動と強制振動の両方の要素を併せ持つ振動としてカルマン渦励振がある（図 2-2-1）。これらの空力不安定現象のうち、本論文で主として対象とする動的不安定現象は渦励振とフラッターであり、本節では、これら空力現象に関する現在までに報告されている代表的な研究成果をとりまとめる。

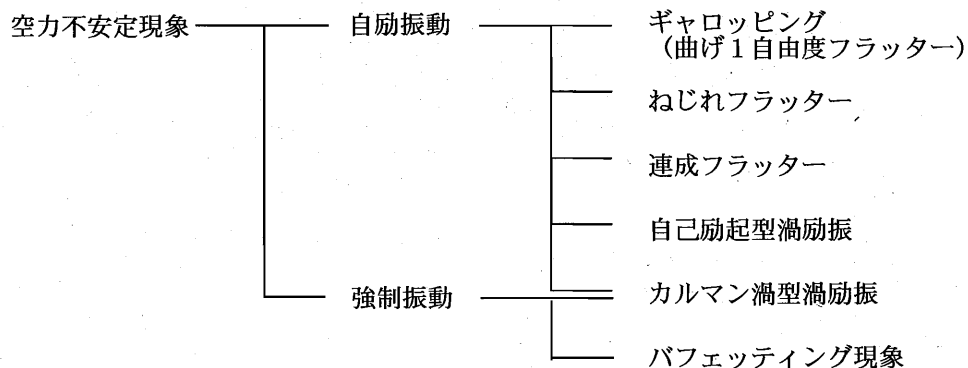


図 2-2-1 構造物に生じる各種空力振動現象

【渦励振】

渦励振とは物体の背後や側面に生成される周期的な渦により励起され、その発現風速域と振動振幅が限定されている振動である。ギャロッピング等の発散振動のように、構造物を直接破壊に至らしめるものではないが、設計風速よりもはるかに低い風速で発生することから、発生頻度の高い振動現象と言える。そのため、構造物の疲労や施工性、使用性の点で問題となっている場合がある。さらに近年、橋梁断面において力学上または美観上の特徴を生かすという観点から、流体学的に Bluff な断面を有する場合も多く、渦励振の発生する可能性がより高くなっている。

物体が気流に曝されると、その物体が Bluff な断面の場合、断面形状のいかんを問わず、必ず後流渦が形成される。これらの渦放出現象の放出周波数は次式のストローハル数（St 数）と呼ばれる無次元渦放出周波数で表される[2]。

$$St = \frac{fD}{V} \tag{2.1}$$

ただし、 f ：交番渦の放出振動数、 D ：代表長（桁高）、 V ：限界風速

ストローハル数は断面の幾何学形状とレイノルズ数と呼ばれる次式の無次元量と関連付けられる。

$$Re = \frac{VD}{\nu} \tag{2.2}$$

ただし、 ν ：動粘性係数

矩形断面周りの流れでは、剥離点が上流側の角に固定されるために、一般的にはレイノルズ数変化の影響は小さいとされている。それに対し、断面辺長比 B/D （ B ：桁幅、 D ：桁高）によって断面まわりの流れ場は大きく異なってくる。矩形断面の断面辺長比 B/D によって、前縁からの剥離せん断層や剥離せん断層の不安定性による渦の挙動が変化するため、図 2-2-2 に示すように抗力係数や揚力係数、ストローハル数は複雑に変化する[3]。

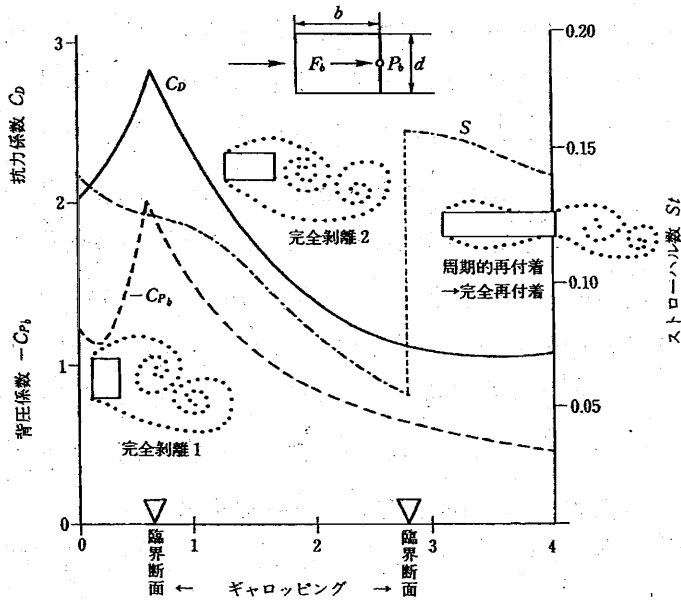


図 2-2-2 角柱の背圧係数、抗力係数、ストローハル数と断面辺長比の関係[3]

中口ら[3]は種々の辺長比を持つ矩形断面を対象に風洞試験を行い、断面辺長比 $B/D=0.62$ 付近において抗力係数が最大になることや、断面辺長比 $B/D=2.8$ および 6.0 付近においてストローハル数が不連続に変化する性質を示した。

しかし、前述したように矩形断面ではレイノルズ数の影響を比較的受けにくいと言われるが、レイノルズ数の変化に伴って矩形断面から放出されるカルマン渦の渦放出周波数が変化すると報告[4]もあり、矩形断面の空力特性に対するレイノルズ数の影響については現在も研究が行われている。

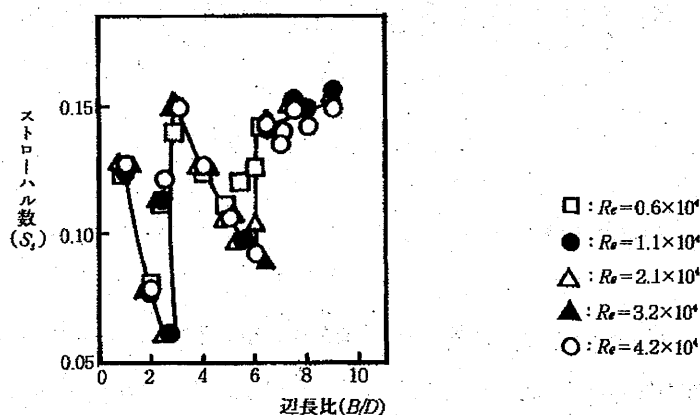


図 2-2-3 矩形断面の辺長比によるストローハル数の変化[4]

矩形断面の空力特性は、前縁からの剥離せん断層の断面側面への再付着の有無により特徴づけられる。つまり、断面辺長比により、完全剥離型と非定常剥離非定常再付着型、完全再付着型に分類されている。図 2-2-2 や図 2-2-3 に見られるように断面辺長比 $B/D=2.8$ および 6.0 付近でストローハル数が不連続に変化する。断面辺長比 $B/D < 2.8$ の断面では前縁から剥離した流れが、断面側面に再付着することなく断面背後に巻き込む完全剥離型断面である。これらは剥離せん断層が巻き込んで生じるカルマン渦により励起されるカルマン渦型渦励振が生じる断面と言える。このようなカルマン渦によるカルマン渦型渦励振の他に、断面前縁部からの剥離渦に起因する渦励振の存在も小林[5][6]、中村[7][8]、松本ら[9][10][11]により指摘されている(図 2-2-4)。断面辺長比 $B/D > 6.0$ の断面では、前縁からの剥離は断面側面に定常的に再付着する完全再付着型断面である。一方、 $B/D < 6.0$ の断面では瞬間的には再付着したり離れたりする非定常剥離非定常再付着型断面と言え、また、 $2.8 < B/D < 6.0$ の断面では、時間平均的には剥離流れが断面側面に再付着する断面と言える。

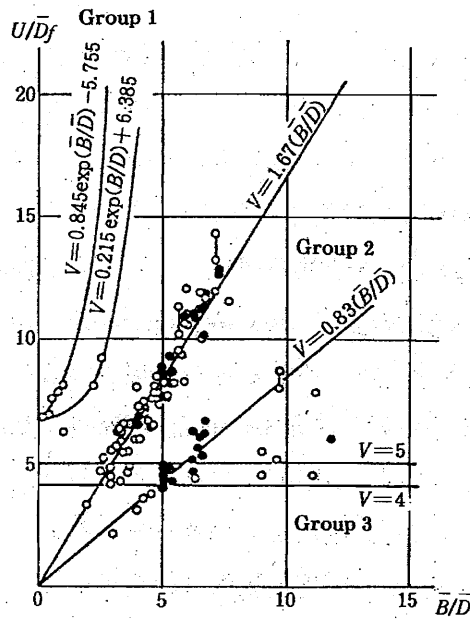


図 2-2-4 各種断面の曲げ渦励振限界風速と辺長比の関係[10]

特に松本ら[11]は、これらの矩形断面の渦励振について、水槽中での可視化実験から、物体の振動にともなって前縁剥離渦と後縁 2 次渦が断面後縁部近傍で一体化することを観察し、これを前縁剥離型渦励振（自己励起型渦励振）と名付けた。さらに流れの可視化および鉛直たわみ、ねじれの渦励振時の断面側面での非定常圧力特性から前縁剥離渦の断面を流下する速度が、接近流速の約 60%になることを見出した。鉛直たわみならびにねじれ振動における自己励起型渦励振の開始無次元風速は、それぞれ以下の式で示されるとした。

$$\text{鉛直たわみ渦励振開始無次元風速: } V_{on} = (1/N) \cdot (1/0.6) \cdot (B/D) \quad (2.3)$$

$$\text{ねじれ渦励振開始無次元風速: } V_{on} = (2/(2N - 1)) \cdot (1/0.6) \cdot (B/D) \quad (2.4)$$

ただし、 $N=1, 2, 3, \dots$; B : 幅員, D : 桁高

さらに、松本ら[12]は、断面周りの流れのパターン、渦励振発現風速ストローハル数より決まる共振風速との関連性、鉛直たわみとねじれの渦励振開始無次元風速の関係から、渦励振を完全剥離渦型、前縁剥離渦型、付着型および混在型の 4 種類に分類し、さらに完全剥離型では前縁からの剥離流が、前縁剥離型では前縁剥離渦と後縁 2 次渦が、付着型では後縁 2 次渦が、渦励振発現の重要な要素となっていると指摘しており、渦励振の詳細な発

現機構を解明している。

また、近年ではこのようなストローハル数の不連続性について、嶋田ら[13]が行った Two-Layer モデルを用いた修正型 $k-\varepsilon$ モデルによる 2 次元解析によって再現されており、数値流体解析の分野でもめざましい研究がなされている。

松本ら[14]は、自己励起型渦励振は物体自身の振動によって、物体周りの剥離せん断層の不安定性が増幅されやすい特定の周波数領域で、その不安定性が発現するとした。また、剥離せん断層は、物体自身の運動の他に、flow impingement, applied sound, pulsating flow 等の外的攪乱によっても影響を受け、不安定性が増幅されることが知られている[15][16]。また、松本ら[14]は脈流中における 2 次元矩形断面の渦励振に関する研究を行い、断面側面上で圧力変動と脈流周波数が同期する領域、すなわち剥離せん断層の不安定性増幅領域は自己励起型渦励振の生じる周波数領域に良い一致が見られるとしている。したがって、これらの渦励振は剥離せん断層の不安定性増幅領域の発現によって始まり、その領域の終わりとともに振動も収まると結論づけている。このようにカルマン渦と自己励起型渦励振に起因する前縁剥離渦の研究は現在も進められており、さらにその相互干渉についても詳細な議論がなされている。

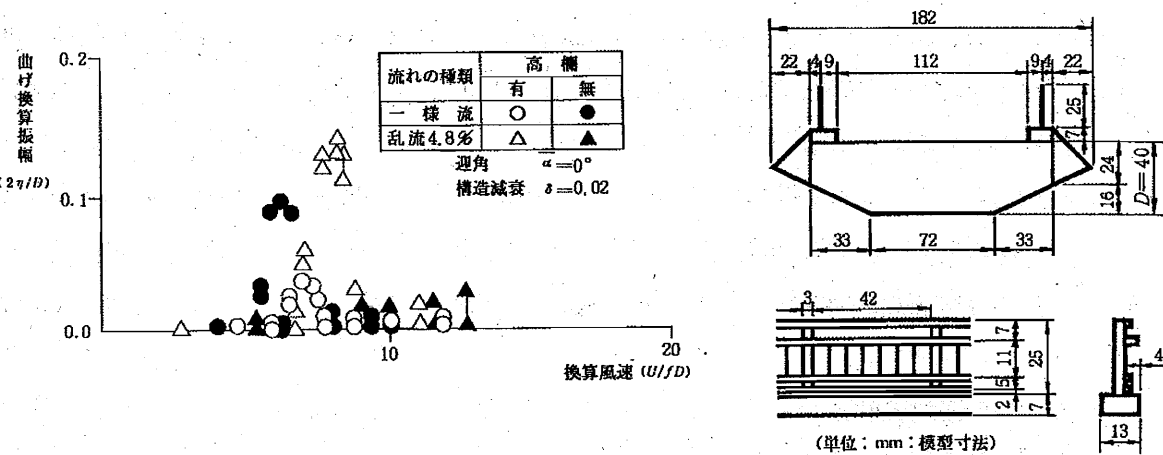


図 2-2-5 橋梁主桁断面の空力応答特性 (乱流効果) [17]

一方、橋梁断面の渦励振特性の評価に関して、橋面に設置される地覆や高欄などの橋梁付属物の影響についても考慮する必要がある。一般的な高欄形式として、ある充実率をもつポスト形式の高欄や充実率が 100%となる壁高欄などがあるが、最近では、高さ方向に途中まで壁高欄で、その上がポスト形式の半壁高欄や、さらには都市高速道路などに見られる防音壁や遮風壁なども増えている。それらが断面の空力特性に影響し、空力応答特性が

大きく変化する場合がある。例えば、一般的に渦励振は乱流中では一様流中に比べ安定化する傾向にあるが、図 2-2-5 に示すように逆に乱流中でその応答特性が大きくなる場合もある[17][18]。

これまで述べてきたように渦励振については、様々な研究機関でその発現機構の解明がなされており、それらをもとにした制振対策がいくつもの橋梁に適用されていることは周知の通りである。

【フラッター】

構造物の空力不安定振動を大別すると、前述したように自励振動と強制振動に分けられる。上述の自己励起型渦励振は前縁と後縁での渦形成のタイミングがその発生機構に重要な要素となっており、自励的な振動と言える。つまり、自励振動とは構造物の振動を助長あるいは持続させる周期的外力が構造物自体の振動によって供給される振動であり、その発散的な自励振動としてはフラッター現象が挙げられる。このフラッター現象には振動モードや振動挙動によって、ギャロッピング(曲げ1自由度フラッター)、ねじれフラッター、曲げ・ねじれフラッター(以下、連成フラッター)などに分けられる。特にこのねじれフラッターが1940年に起こった旧 Tacoma Narrows 橋(1940, 853m)の落橋事故の主因[19]とされていることは先に述べた。つまり、フラッター現象の多くは一度限界風速に達すると、振動に励起されて振幅が増大していく発散振動であり、構造物にとって極めて危険な現象である。

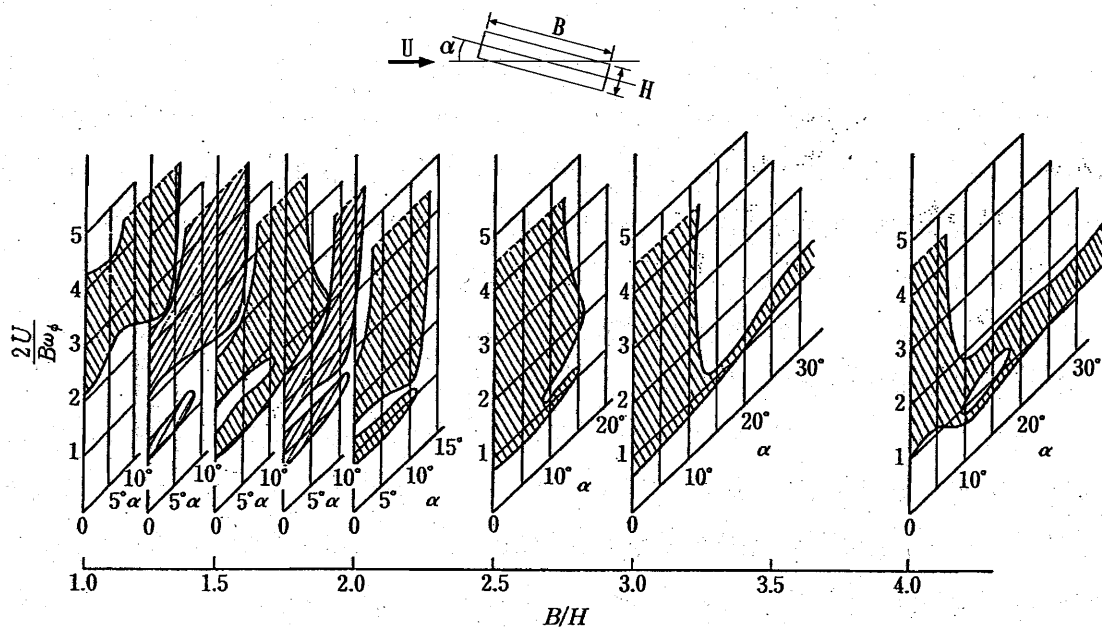


図 2-2-6 矩型断面のねじれ応答特性[20]

フラッター現象のうち、ねじれフラッターとは、ある中心軸周りに自励的に回転振動する現象を言い、大築・鷺津ら[20]は断面辺長比 $B/D=1\sim4$ の6種類の矩形断面について迎角を変えて、ねじれフラッターの発生領域を示した(図 2-2-6)。矩形断面の場合、振動は渦励振で始まり、流速増加と共にねじれフラッターに移行する場合が多いようである。

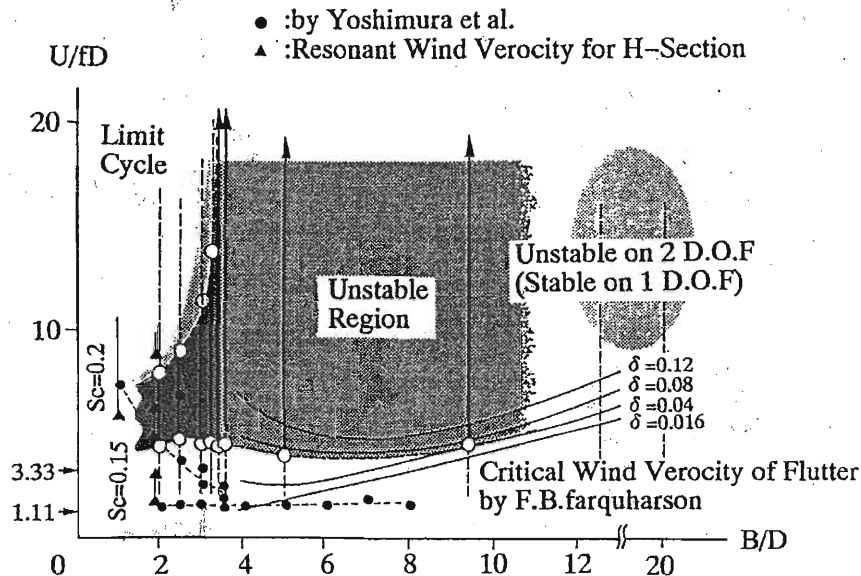


図 2-2-7 H 型断面のねじれ応答特性[21]

一方、松本ら[21]は様々な断面辺長比 ($B/D=2\sim20$) を有する H 型断面の応答を一樣流中と格子乱流中で計測し、興味深い情報が得られている。すなわち、H 型断面のねじれフラッター特性は断面比によって限定型、発散型、安定型の3種類に分類することができ、その境界となる断面辺長比 B/D は 3.4 および 10 付近にあるとしている(図 2-2-7)。このように、断面の幾何学形状によって、ねじれフラッター発生領域の模様はかなり複雑であり、特に複雑な形状を有する橋梁断面の応答の推定には、これまでの風洞試験の結果を用いて、経験的に発現風速を予想する方法をとらざるを得ないと言える。

これらのフラッター発生メカニズムについては、種々の研究機関により更なる解明が進められている。松本ら[22]の研究によれば、フラッターは3タイプに分類され、一つは流れが剥離することに起因し、“物体の姿勢及び速度が変化したとき、流れは瞬間的に変化せず、主流により剥離流の後方まで伝えられるまで定常状態に達しない”という「流れの遅れ」の効果によるもの、また一つは、渦の流下に起因する“Low Speed Flutter”(ねじれフラッタータイプ)、さらに比較的扁平な断面に発生し、前縁の局所的な剥離流れにより励振す

る連成フラッタータイプとに分類される。これらは様々な辺長比を持つ矩形断面や H 型断面に関する風洞試験によって確認している。

連成フラッターとは曲げ・ねじれ振動間の空気力学的連成によって生じる 2 自由度連成振動であり、このとき作用する非定常空気力は薄翼あるいは平板を対象とする Theodorsen の研究[23][24]としてよく知られており、解析的に連成空気力が求められている。連成フラッターが発現する構造物として、飛行機の翼が代表的であるが、明石海峡大橋のような長大スパンを有する吊橋においても、桁断面の形状によっては連成フラッターが発生する。これらの連成フラッターに対する安全性の評価を行うのに風洞試験によって個別に非定常空気力を求める以外に、充実率の小さいトラス桁の場合には、これを平板とみなして Theodorsen の空気力を用いるなど、種々の評価式[25][26]がある。それらのなかで、Selberg[25]の提案する経験式があるが、これは翼理論に基づいて誘導されたのであるため、橋梁断面のような剥離を伴う断面や複雑な振動モード系の場合には必ずしも適合しないことに注意が必要である。

断面に作用する非定常空気力[27]は、Scanlan により提唱された曲げ・ねじれ 2 自由度振動系の運動方程式（詳細は次節以降に記す）を 8 つの非定常空気力係数（Aerodynamic Derivatives）として表現される。さらに、それら個々の非定常空気力係数の役割を明確にする解析法として、松本ら[28]が提唱した Step-by-step 解析法（詳細は次節以降に記載する）がある。そのなかで、Torsional Branch[29]の制御には A_2^* , A_1^* , H_3^* が重要な役割を果たし、Heaving Branch[29]の制御には H_1^* , A_1^* , H_3^* が重要な役割を果たすことが明らかになっており、各種フラッター現象の制御機構が解析的にも解明されつつある[29]。特に連成フラッターに関する最近の研究によれば、その Step-by-step 解析から、ねじれフラッターは基本的には Torsional Branch により空力減衰が負となるが、断面辺長比 $B/D=20$ 、振動数比 $f_\phi/f_\eta=1.1$ の矩形断面の Step-by-step 解析[28]では、Torsional Branch から

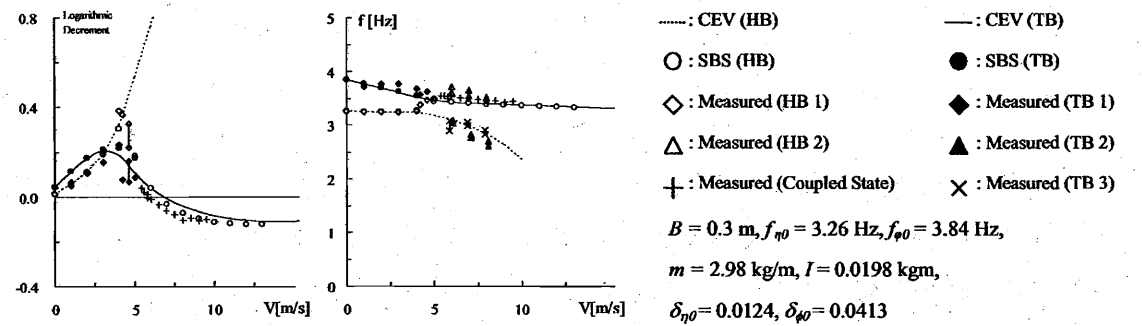


図 2-2-8 矩形断面(B/D=20)の Step-by-step 解析結果[30]

Heaving Branch へのスイッチング現象[28][30]も確認されたとして、連成フラッターを制御する新しい方向性が見出されている（図 2-2-8）。

一方、実橋においては、これら断面辺長比により決定される各種空力振動現象の発現風速が、風洞試験結果と合わないこともある。この要因の一つに、異なる流れ場により励起される空力振動現象が近接した風速域で共存する空力干渉現象が挙げられる。実際、辺長比 1:4 矩形断面[31]や旧 Tacoma Narrows 橋の主桁断面においても、その空力干渉現象が確認されたとの報告もある[32]（図 2-2-9）。空力干渉現象には以下のようなものが挙げられる。

- (1) 一せん断層不安定性に起因する渦とカルマン渦との干渉
- (2) ねじれフラッターとカルマン渦との干渉
- (3) たわみモードのカルマン渦型渦励振によるねじれフラッターの抑制
- (4) ねじれフラッターによるたわみモードのカルマン渦型渦励振の抑制
- (5) たわみモードのカルマン渦型渦励振によるねじれモードのカルマン渦型渦励振の励起



図 2-2-9 H 型断面の Sc 数による応答変化特性[32]

このように渦励振やフラッターといった空力振動現象のみならず、それらが複雑に影響を及ぼす空力干渉現象など、実橋断面にはこれら以外にも様々な空力現象が観測されているが、その具体的な発生メカニズムや制御法など、未解明な点が多く残されている。

【端2主桁主桁形式の耐風性】

これまで、主として矩形断面とH型断面を対象にした渦励振とフラッターに関する従来の研究についてまとめた。本論文で対象とする端2主桁断面はいわゆる上下非対称の π 型断面である。その π 型断面では基本的な空力特性を評価したものより、実際の橋梁断面としての耐風性を評価・確認する研究が比較的多く見られる。ここでは、それら各研究機関で行われた代表的な研究についてとりまとめる。

前章でも述べたように、床版端部に2本の主桁の有する長大斜張橋にはカナダの Alex Fraser 橋が有名であり、また、中国の楊浦大橋や南浦大橋もその代表例である。いずれも主桁断面の耐風性について、設計上の安全性に関わる検討は行っているものの、その振動発生メカニズムの解明までは至っていないのが現状である。

Irwin[33]はカナダの Alex Fraser 橋 (1986, 465m, 図 1-1-3) の桁断面について図 2-2-10 に示すような耐風評価を行っている。主桁を内側に配置すると①の応答のようにねじれフラッターの発現風速が高風速域に移動するが、ケーブルの定着構造を考慮すると②の断面のように主桁は床版端部に置く方が合理的であるとし、主桁を床版端部に置いたままで断面端部に Edge Plate を設けることで、③のような応答となることを確認し、所定の耐風性を確保している。

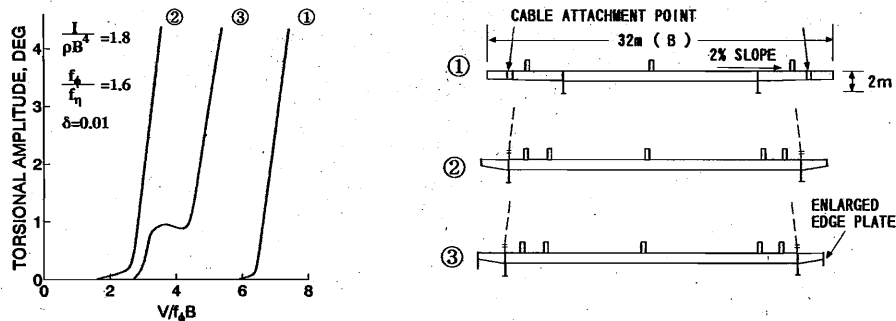


図 2-2-10 Alex Fraser 橋(1986, 465m)のねじれ応答図[33]

また、スペインの大型斜張橋の Rande 橋 (1978, 400.14m) [34]の主桁断面は、 π 型の2主桁形式を採用しており、路面断面には三角形の閉断面の耳桁があり、ケーブル定着部と鋼床版端部の補強を兼用するとともに、耐風性向上を図っている。

一方、国内でも横山ら[35]により2主桁斜張橋については、フラッターに対する対策の必要性を指摘した上で、エッジプレートと鉛直スタビライザーの組み合わせが有効であるとの報告もなされている (図 2-2-11)。

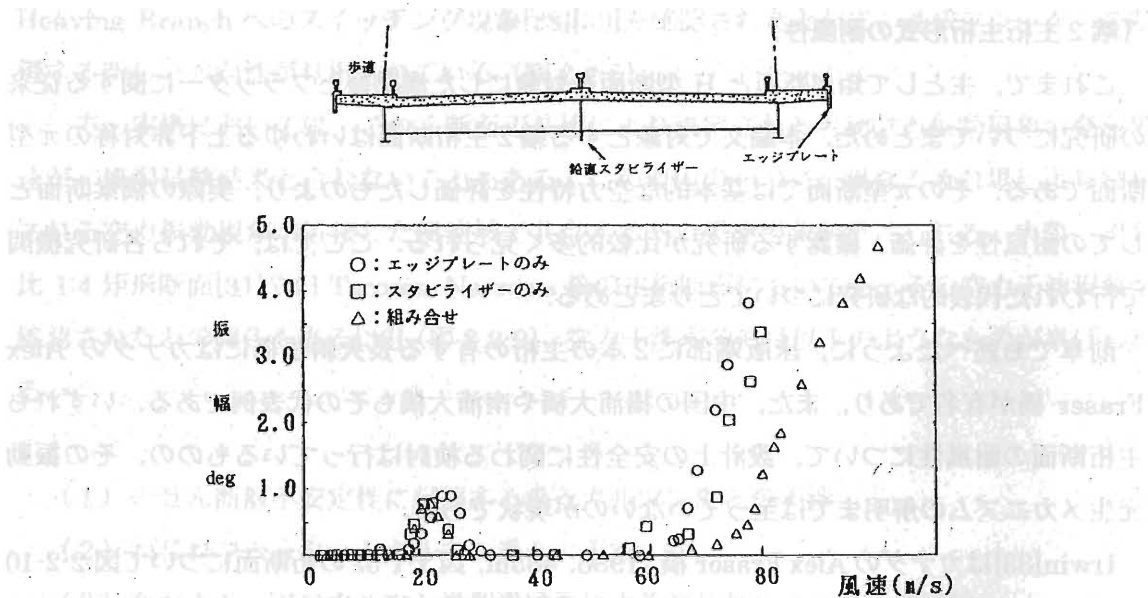


図 2-2-11 2 主桁斜張橋の耐風性 ($\alpha=+3^\circ$) [35]

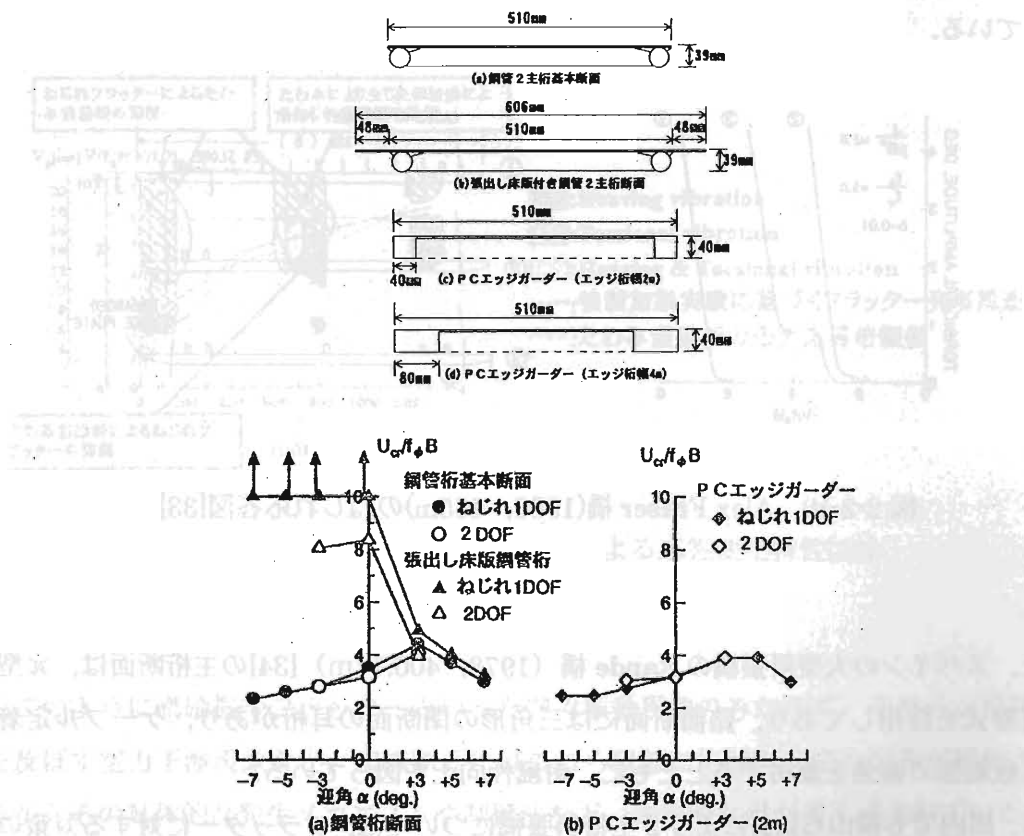


図 2-2-12 鋼管 2 主桁と PC エッジガーダーの耐風性 [37]

さらに近年になって、プレートガーダー橋やアーチ橋などの一般橋梁にも少数主桁形式の合理化断面が積極的に採用されている。一方、斜張橋にもそのような少数主桁形式の適用が再注目され、各種研究機関でこれらの耐風性に関する検討[36]～[52]が加えられている。

ここでは本論文の完成に至る研究[44]～[52]以外に、他の研究機関でなされていた斜張橋への適用を目的とした2主桁断面の耐風性に関する最近の研究についてまとめる。

酒井ら[36]はI桁を主桁とする2主桁断面の基本的な応答特性を把握するとともに、床版を外側に2D (D: 桁高) 張り出すことによる安定化効果について検討している。

新原ら[37]～[39]は鋼管2主桁断面とPC エッジガーダーについてその耐風特性について自由振動応答特性の観点から評価し、耐風対策の必要性を述べている (図 2-2-12)。

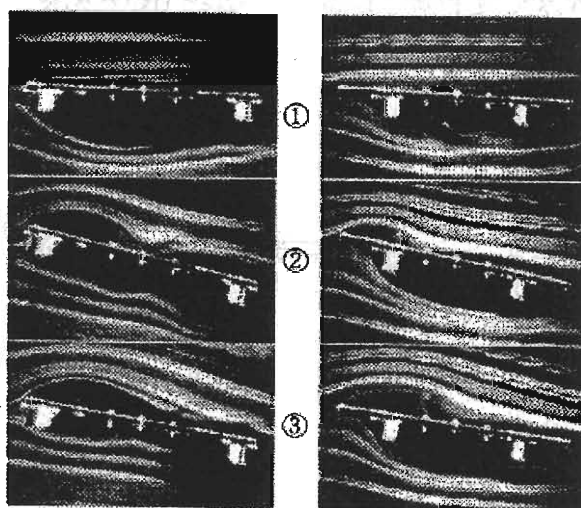


図 2-2-13 高欄を有する π 型断面の可視化映像[40]

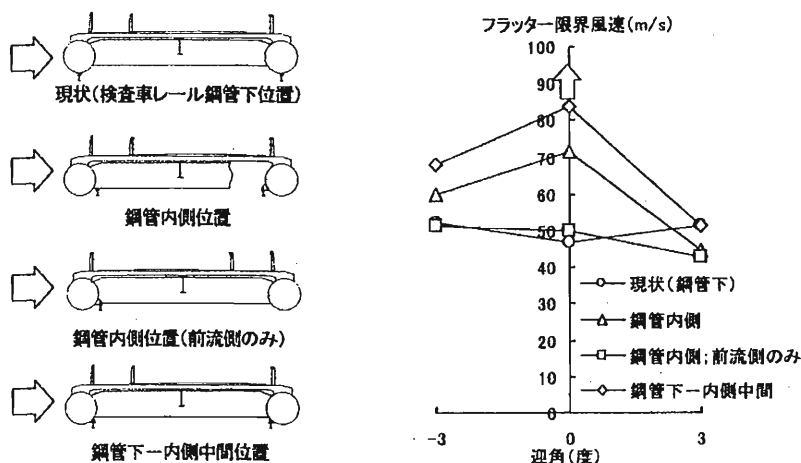
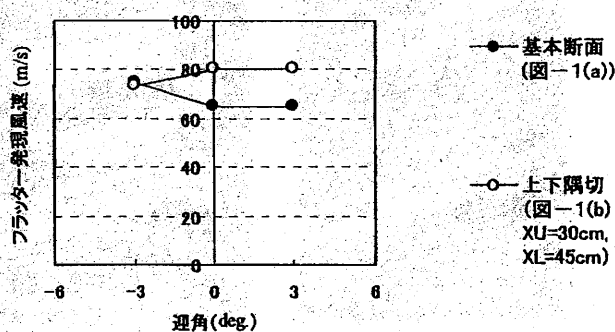


図 2-2-14 PC 床版を有する鋼管2主桁断面の空力特性[42]

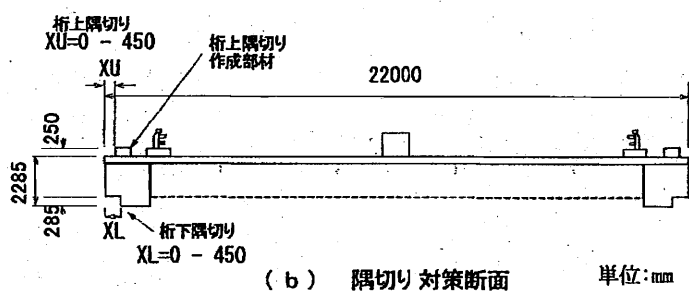
久保ら[40][41]は非定常圧力測定や可視化実験などにより、床版端部の設置した壁高欄により床版上面における励振力が卓越するが、壁高欄を床版端部と壁高欄上端とのなす角度 θ が 30° となる位置に設置することで耐フラッター性が向上するなどとしている(図2-2-13)。

図2-2-14に示すように本田ら[42]は経済性を考慮して、主桁形式を鋼管とした断面を提案し、主桁に設置する検査車レールの位置と床版上面端部の切り込み形状により耐風性の向上を図っている。その結果、フラッターに対しては軽微な空力対策によって改善が可能であるとの目処付けができたと結んでいる。

さらに村上ら[43]は主桁形状を箱桁とし、その端部に隅切りを設けて耐風性向上を図っている。特に正迎角の風に対して有効であるとしている(図2-2-15)。このような隅切り断面はこれまで抗力の軽減効果が期待できるとして、吊り形式橋梁の主塔[53]やアーチリブ[54]にも採用されてきた。



(a) フラッター発現風速特性



(b) 隅切り対策断面

単位:mm

図2-2-15 2主桁断面の耐風性検討の一例[43]

以上、本論文に関係する研究報告以外で、他の研究機関で行われた斜張橋に適用する2主桁の耐風特性について述べた。これら研究成果においては、いずれも実橋を想定した断

面を対象に、斜張橋に適用する際には端 2 主桁断面単体だけでは、その耐風性確保が難しく、耐風対策の必要性を論じている。

本論文では高欄や中央分離帯といった橋梁付属物を設置していない端 2 主桁断面、いわゆる上下非対称である π 型断面の空力振動特性を研究対象としており、図 2-2-16 に示すように上面が矩形断面、下面が H 型断面の幾何学的類似性を示している。このことから、Bluff Body の基本的な空力特性を示すことになる矩形断面や H 型断面の空力特性と比較しながら、 π 型断面の空力振動特性について述べるのが重要であると考えられる。また、本研究では π 型断面の主桁形状変化に伴う基本的な空力振動特性を体系的に調べるとともに、矩形断面や H 型断面の空力特性と照らし合わせた振動発生メカニズムについて考究する。また、斜張橋の力学特性を論じるとともに、実橋への適用性についても論じるものとする（図 2-2-16 実線矢印）。

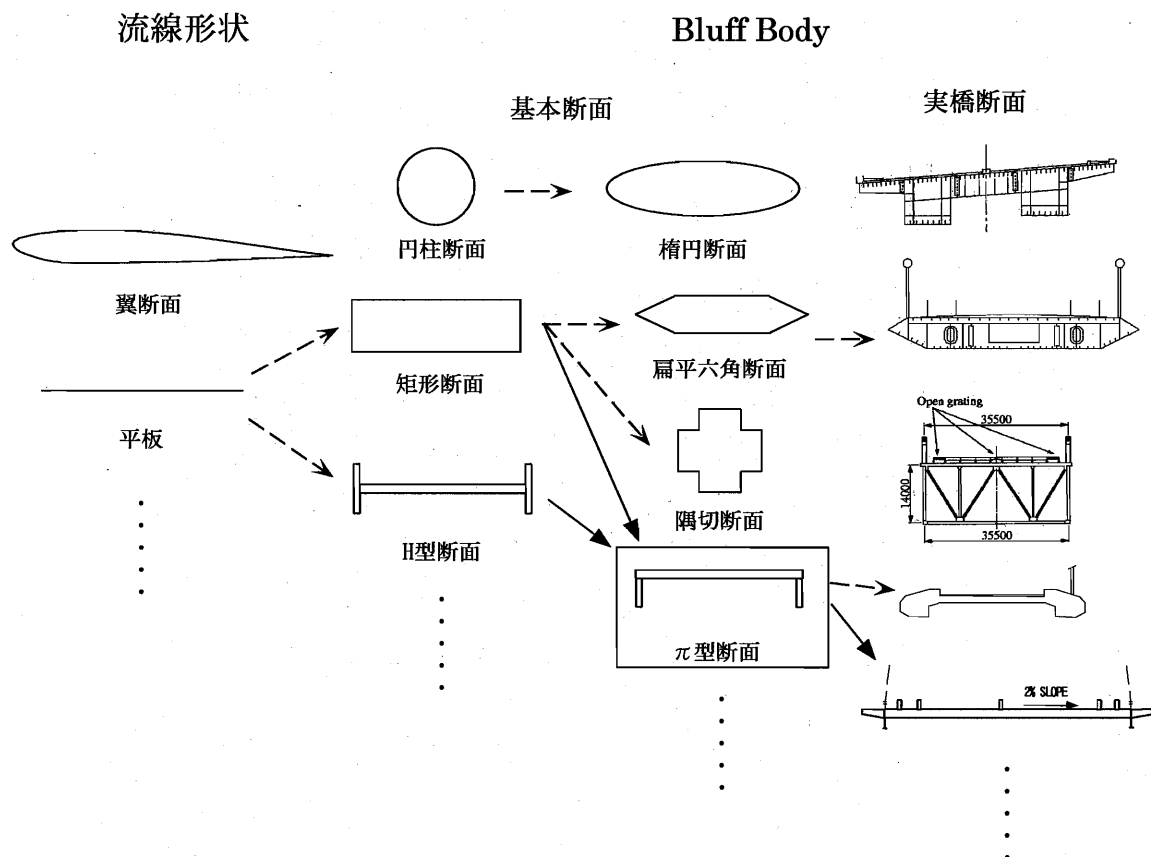


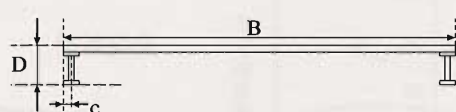
図 2-2-16 本研究対象断面である π 型断面の Bluff Body における位置付け

2. 3 風洞試験概要

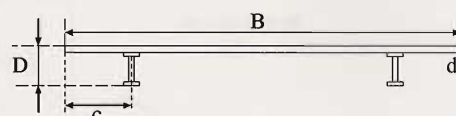
2. 3. 1 模型および風洞試験の概要

【模型】

本研究で対象とする模型は、縮尺率 1/100 とし、床版端部に主桁を 2 本配置する端 2 主桁断面である。模型は 2 次元剛体模型である。床版として用いた断面は高さ（厚さ） $d=5\text{mm}$ 、幅（幅員） $B=300\text{mm}$ 、断面辺長比 $B/d=60$ となる矩形断面を用いた。その床版の端部に様々な形状を有する主桁を設置した。本実験で主とする主桁形式は、図 2-3-1 に示すような I 桁で、これを本論文では基本断面（以下、I 桁断面と呼ぶ）とする。床版厚・上下フランジ厚を含む高さを桁高 D 、主桁位置を床版端から主桁中心までの距離 c で定義する。主桁位置 c は $c/B=0.013\sim 0.300$ （ $4\text{mm}\sim 90\text{mm}$ ）まで段階的に変化させた[48][49]。その他の主桁形状や耐風安定化断面[50]～[52]、高欄形状および実橋想定断面などは Appendix に掲載する。



(a) I 桁断面 ($c/B=0.013$)



(b) I 桁断面 ($c/B=0.167$)



(c) I 桁断面 ($c/B=0.013$)



(d) I 桁断面 ($c/B=0.167$)

図 2-3-1 本研究で使した I 桁断面 ($B/D=10$)

【風洞】

実験に使用した風洞は京都大学大学院社会基盤工学専攻に設置された室内回流式エッフェル型風洞（測定部高さ 1800mm 、幅員 1000mm 、測定部全長 6550mm ）である。風洞の写真および概要図を図 2-3-2 に示す。また、側面境界層および模型支持アームによる気流の

攪乱による影響を防止するため、測定部側面 35mm の位置に導流壁を設けてある、模型設置位置付近ではほぼ様な風速分布となることと、主流平均乱れ強さが平均風速 10m/s 付近で 0.3%以下となることが確認されている。自由振動応答測定実験では、一様流の他に、乱流格子にて発生させた乱流中においても行った。乱流格子は模型中心より 1200mm 上流側に設置した。模型設置位置付近で主流方向の乱れの強さ I_u は 6.8%である。実橋想定断面を用いた実験には住友重機械工業(株)所有の風洞を用いた (Appendix 参照)。いずれの風洞も「本州四国連絡橋風洞試験要領(2001)」[55]に示された、風速分布の偏差 $\pm 1\%$ 以内、乱れ強さ 1%以内の基準値を有効測定断面内で満足させる性能を有している。また、いずれの模型も風速閉塞率は 5%以下であり、その他模型寸法条件は同じく「本州四国連絡橋風洞試験要領(2001)」[55]に示される基準値内に設定して実施した。なお、本研究において、一部の検討を除いて、基本的に風洞試験の気流条件は一様流とする。

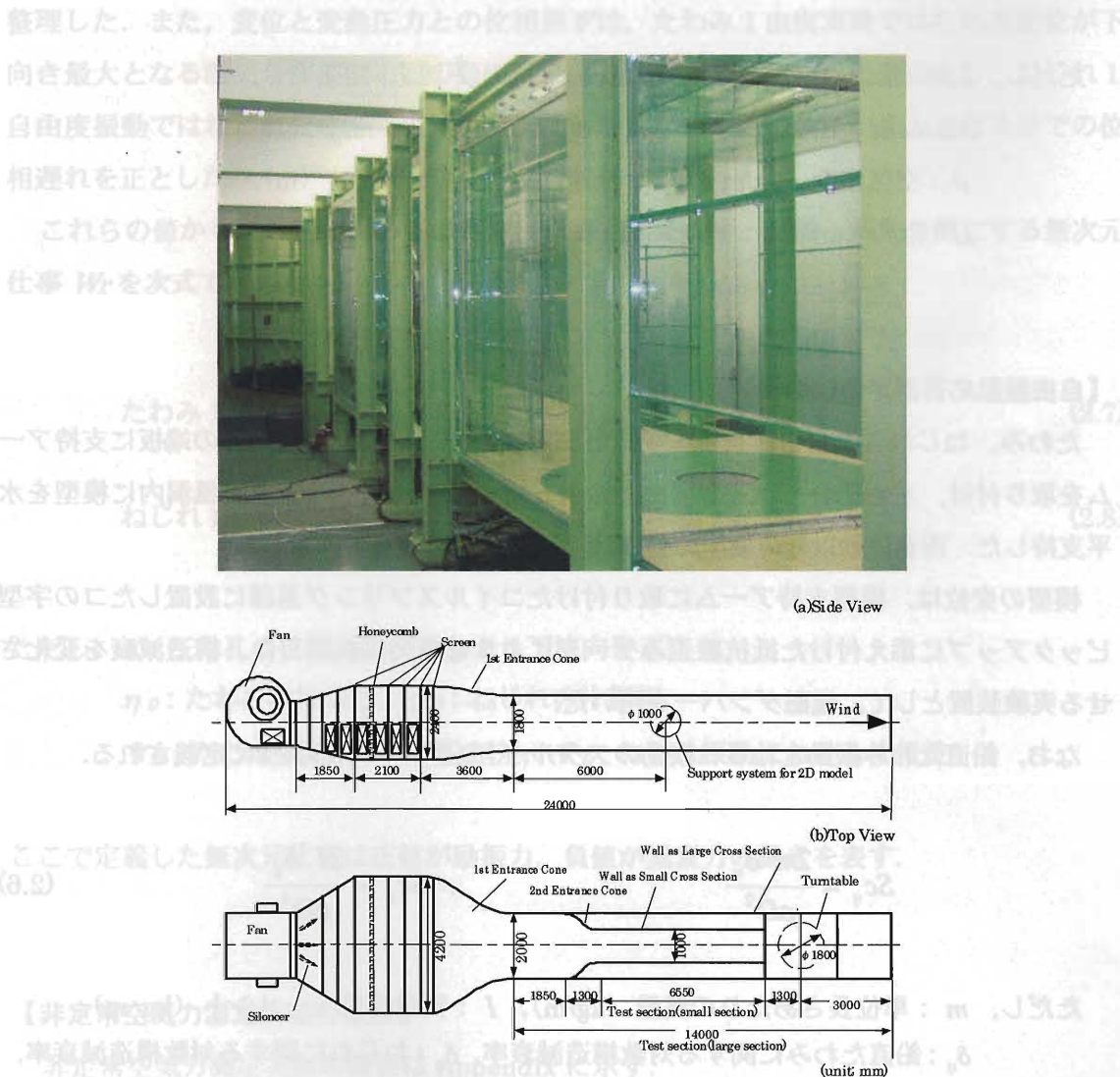


図 2-3-2 風洞（京都大学大学院社会基盤工学専攻）

【静的空気力測定実験の概要】

静的空気力の測定は模型端部に取り付けた2基のロードセルにより検出し、動歪計、ローパスフィルターを通した後、サーマルレイコーダーに記録した。測定は模型に $-10^{\circ} \sim +10^{\circ}$ の風の傾斜角 α （以下、迎角 α と呼ぶ）をつけて 1° ピッチで行い、揚力・抗力・ピッチングモーメントの三分力を構造軸上で測定した。測定風速はレイノルズ数の影響を確認するために異なる2風速を設定した。測定された三分力は、以下の式により揚力係数 C_L 、抗力係数 C_D 、ピッチングモーメント係数 C_M の各静的空気力係数として整理した。

$$C_L = \frac{Lift}{\frac{1}{2}\rho V^2 (2b)l}, \quad C_D = \frac{Drag}{\frac{1}{2}\rho V^2 D l}, \quad C_M = \frac{Moment}{\frac{1}{2}\rho V^2 (2b)^2 l} \quad (2.5)$$

ただし、*Lift*：揚力(上向き正) (N)，*Drag*：抗力(下流方向正) (N)，

Moment：ピッチングモーメント(頭上げ正) (N・m)，

ρ ：空気密度 (kg/m³)， V ：風速 (m/s)， b ：半弦長 (m)，

D ：桁高 (m)， l ：模型スパン長 (m)

【自由振動応答測定実験の概要】

たわみ、ねじれ各1自由度自由振動応答測定実験では、模型の両端部の端板に支持アームを取り付け、左右それぞれ4本ずつ、合計8本のコイルスプリングで風洞内に模型を水平支持した。所要運動以外の模型の動きは、ピアノ線を張って拘束した。

模型の変位は、模型支持アームに取り付けたコイルスプリング基部に設置したコの字型ピックアップに添え付けた抵抗線歪みゲージにより電氣的に検出した。構造減衰を変化させる実験装置として、電磁ダンパーを用いた。

なお、鉛直たわみ振動とねじれ振動のスクルートン数は、次のように定義される。

$$Sc_{\eta} = \frac{2m \delta_{\eta}}{\rho D^2}, \quad Sc_{\phi} = \frac{2I \delta_{\phi}}{\rho D^4} \quad (2.6)$$

ただし、 m ：単位長さあたりの質量 (kg/m)， I ：質量慣性モーメント (kg・m²)，

δ_{η} ：鉛直たわみに関する対数構造減衰率， δ_{ϕ} ：ねじれに関する対数構造減衰率，

ρ ：空気密度 (kg/m³)， D ：桁高 (m)

【非定常圧力測定実験の概要】

非定常圧力測定実験では特に、振動変位と断面側面の圧力との間に生じる位相差の精度良い測定が求められるため、各測定系が持つ位相特性を予め調べた。

たわみ変位は下向きを正としている。したがって、たわみ1自由度振動時において相対迎角が頭上げ最大となる瞬間は、たわみ速度が下向き最大となる瞬間であり、たわみ変位が最大となる時よりも 90° 位相が進んでいることになる。また、ねじれ変位は頭上げを正としている。ねじれ1自由度振動時の相対迎角はねじれ変位そのものである。相対迎角とねじれ変位に位相差はない。空気力については、揚力は下向きを、モーメントは頭上げを正とした。非定常圧力測定実験から得られるデータは、模型表面の圧力孔位置における時間平均圧力は接近流の動圧を用いて無次元化した平均圧力係数 \bar{C}_p 、変動圧力は模型振動数成分の圧力変動の倍振幅を読みとり、動圧により無次元化した変動圧力係数 \tilde{C}_p として整理した。また、変位と変動圧力との位相差 Ψ は、たわみ1自由度実験ではたわみ変位が下向き最大となる瞬間から模型上面の負圧が最大となるまでの位相遅れを正とし、ねじれ1自由度振動ではねじれ変位が頭上げ最大となる瞬間から上面の負圧が最大となるまでの位相遅れを正とした。

これらの値から、模型側面の各測定点に作用する圧力が、振動1周期の間にする無次元仕事 Wr を次式で求めた。

$$\text{たわみ1自由度振動} \quad Wr = \frac{1}{2} \pi \cdot \tilde{C}_p \cdot \frac{\eta_0}{D} \sin \Psi_H \quad (2.7)$$

$$\text{ねじれ1自由度振動} \quad Wr = \frac{1}{2} \pi \cdot \tilde{C}_p \cdot \frac{X}{D} \phi_0 \sin \Psi_T \quad (2.8)$$

ただし、 X : 圧力孔の位置 (断面中心より下流向き正)

η_0 : たわみの片振幅, ϕ_0 : ねじれの片振幅

Ψ_H : たわみ振動における位相差, Ψ_T : ねじれ振動における位相差

ここで定義した無次元仕事は正值が励振力、負値が減衰力の働きを表す。

【非定常空気力測定実験の概要】

非定常空気力測定実験の概要は Appendix に示す。

2. 3. 2 フラッター解析法の概要

本研究では風洞試験の他に，風洞試験より得られたデータを用いて，各種解析を行っているので，本節にてその概要を述べる．

【固有値解析による実橋構造諸元】

本研究では主に中央支間長 600m 級の斜張橋を対象としており，フラッター発現風速を照査する際の諸条件をあらかじめ求めておく必要がある．そこで，端2主桁断面を有する中央支間長 600m 級（主塔高さ 200m（主桁位置からの高さは 150m））の3径間連続鋼斜張橋について，概略設計を行い，断面諸元を算出した．それらの値を用いて固有値解析[56]を実施し，次式に示す実橋の各モードの等価質量 $m(\text{kg/m})$ および等価質量慣性モーメント $I(\text{kg}\cdot\text{m})$ を算出した．

$$m_{jy}^{eq} = \frac{\int m(\phi_{jx}^2 + \phi_{jy}^2 + \phi_{jz}^2)ds + \int (I_x \phi_{jrx}^2 + I_y \phi_{jry}^2 + I_z \phi_{jrz}^2)ds}{\int_G \phi_{jy}^2 ds} \quad (2.9)$$

$$I_{jrx}^{eq} = \frac{\int m(\phi_{jx}^2 + \phi_{jy}^2 + \phi_{jz}^2)ds + \int (I_x \phi_{jrx}^2 + I_y \phi_{jry}^2 + I_z \phi_{jrz}^2)ds}{\int_G \phi_{jrx}^2 ds} \quad (2.10)$$

ただし， m_{jy}^{eq} : j 次モード鉛直たわみ(y)に関する主桁の等価質量 (kg/m)，
 I_{jrx}^{eq} : j 次モード橋軸(x 軸)まわりの主桁の等価質量慣性モーメント($\text{kg}\cdot\text{m}$)，
 m : 単位長さあたりの質量 (kg/m)，
 I_x, I_y, I_z : x, y, z 周りの質量慣性モーメント，
 $\phi_{jx}, \phi_{jy}, \phi_{jz}$: j 次モード関数の x, y, z 軸方向成分，
 $\phi_{jrx}, \phi_{jry}, \phi_{jrz}$: j 次モード関数の x, y, z 軸まわりの回転成分，
 $\int () ds$: 橋梁全体に関する積分，
 $\int_G () ds$: 主桁に関する積分

そこで，動的応答を支配する鉛直たわみ対称基本モード，ねじれ対称基本モードに基づき，次式に示す相似則より2次元部分模型に要求される所要振動諸元を決定した．

$$\left(\frac{m_{jy}^{eq} \delta_y}{\rho d^2}\right)_p = \left(\frac{m_{jy}^{eq} \delta_y}{\rho d^2}\right)_m \quad (2.11)$$

$$\left(\frac{I_{jrx}^{eq} \delta_{rx}}{\rho d^4}\right)_p = \left(\frac{I_{jrx}^{eq} \delta_{rx}}{\rho d^4}\right)_m \quad (2.12)$$

$$\left(\frac{V}{fd}\right)_p = \left(\frac{V}{fd}\right)_m \quad (2.13)$$

ただし、 m_y^{eq} : 鉛直たわみの等価質量 (kg/m),
 I_{rx}^{eq} : ねじれの等価質量慣性モーメント (kg・m),
 δ_y, δ_{rx} : 鉛直たわみ, ねじれに関する対数構造減衰率,
 ρ : 空気密度 (kg/m³), d : 桁高 (m), V : 風速 (m/s)
 f : 鉛直たわみ, およびねじれの固有振動数 (Hz),
 $()_p$: 実橋諸元, $()_m$: 模型諸元

【非定常空気力係数】

フラッター現象を考える際には、物体に作用する空気力を把握することが必要である。平板や薄翼には流れの剥離が見られないことからポテンシャル理論の適用が可能となり、航空工学の分野において作用する空気力について解析的な研究が行われてきた。ポテンシャル理論の適用により Theodorsen[24]によって求められた非定常空気力については Appendix に記載する。一方、流線形状をとらない一般の橋梁断面においては、流れの剥離を伴うため、翼のようにポテンシャル理論を用いてその非定常空気力を解析的に求めることはできない。そこで、橋梁桁断面が風から受ける非定常空気力について、Scanlan により次のような定式化が提案されている[27]。すなわち、たわみとねじれの連成振動をする桁断面に作用する非定常揚力 L 、非定常ピッチングモーメント M を 8 個の非定常空気力係数 H_i^* , A_i^* ($i=1\sim 4$) を用いて次式のように表した。

$$L = \frac{1}{2} \rho (2b) V^2 \left\{ kH_1^* \frac{\dot{\eta}}{V} + kH_2^* \frac{b\dot{\phi}}{V} + k^2 H_3^* \phi + k^2 H_4^* \frac{\eta}{b} \right\} \quad (2.14)$$

$$M = \frac{1}{2} \rho (2b^2) V^2 \left\{ kA_1^* \frac{\dot{\eta}}{V} + kA_2^* \frac{b\dot{\phi}}{V} + k^2 A_3^* \phi + k^2 A_4^* \frac{\eta}{b} \right\}$$

ただし, L : 単位スパン当たりの揚力 (下向き正) (N/m),

M : 単位スパン当たりのピッチングモーメント

(頭上げ正, 弦長中央点まわり) (N·m/m)

η : たわみ変位 (下向き正, 弦長中央点における変位) (m),

ϕ : ねじれ変位 (頭上げ正) (deg.),

$(\dot{})$: 時間微分, V : 風速 (m/s), ρ : 空気密度 (kg/m³),

b : 半弦長 (m), k : 換算振動数 ($=b\omega/V$), ω : 円振動数 (Hz),

このうち, H_1^* , H_4^* , A_2^* , A_3^* は力の作用方向の変位 (速度) に比例する空気力を表す項であり, 非連成項と呼ばれる. 一方, H_2^* , H_3^* , A_1^* , A_4^* は力の作用する方向以外の変位 (速度) に比例する空気力を表す項であり, 連成項と呼ばれる.

【たわみ, ねじれ2自由度系のフラッター解析 (複素固有値解析) 法の概要】

非定常空気力係数を用いて自励空気力が評価されると, 運動方程式を考えることで系の応答を評価できる. 多自由度系の線形運動方程式の応答を評価する方法に複素固有値解析がある. たわみ, ねじれ2自由度系におけるこの解析法の概要を述べる.

たわみ, ねじれ2自由度系の運動方程式は式(2.14)を用いて次式のように表せる.

$$m\ddot{\eta} + C_\eta\dot{\eta} + k_\eta\eta = \frac{1}{2}\rho(2b)V^2 \left\{ kH_1^* \frac{\dot{\eta}}{V} + kH_2^* \frac{b\dot{\phi}}{V} + k^2H_3^* \phi + k^2H_4^* \frac{\dot{\eta}}{b} \right\} \quad (2.15)$$

$$I\ddot{\phi} + C_\phi\dot{\phi} + k_\phi\phi = \frac{1}{2}\rho(2b^2)V^2 \left\{ kA_1^* \frac{\dot{\eta}}{V} + kA_2^* \frac{b\dot{\phi}}{V} + k^2A_3^* \phi + k^2A_4^* \frac{\dot{\eta}}{b} \right\}$$

ただし, C_η (C_ϕ): 単位スパン長あたりのたわみ (ねじれ) 粘性係数

k_η (k_ϕ): 単位スパン長あたりのたわみ (ねじれ) ばね定数

m (I): 単位スパン長あたりの質量 (慣性モーメント)

式(2.15)を行列で表現すると次式になる.

$$[M]\ddot{Z} + [C]\dot{Z} + [K]Z = [A]\dot{Z} + [B]Z \quad (2.16)$$

ただし,

$$[M] = \begin{bmatrix} m & 0 \\ 0 & I \end{bmatrix} \quad [C] = \begin{bmatrix} C_\eta & 0 \\ 0 & C_\phi \end{bmatrix} \quad [K] = \begin{bmatrix} k_\eta & 0 \\ 0 & k_\phi \end{bmatrix} \quad (2.17)$$

$$[A] = \begin{bmatrix} \rho b^2 \omega H_1^* & \rho b^3 \omega H_2^* \\ \rho b^3 \omega A_1^* & \rho b^4 \omega A_2^* \end{bmatrix} \quad [B] = \begin{bmatrix} \rho b^2 \omega^2 H_4^* & \rho b^3 \omega^2 H_3^* \\ \rho b^3 \omega^2 A_4^* & \rho b^4 \omega^2 A_3^* \end{bmatrix}$$

式(2.16)に次式の自由振動解を代入する,

$$\{Z\} = \begin{Bmatrix} \eta_o \\ \phi_o \end{Bmatrix} e^{\lambda t} = \{Z_o\} e^{\lambda t} \quad (2.18)$$

ただし, $\{Z_o\} = \{\eta_o, \phi_o\}^T$ であり, η_o, ϕ_o は複素数定数.

$\lambda^2 [M] \{Z\} + ([C] - [A]) \lambda \{Z\} + ([K] - [B]) \{Z\} = \{0\}$ より,

$$-([C] - [A]) \lambda \{Z\} - ([K] - [B]) \{Z\} = \lambda^2 [M] \{Z\} \quad (2.19)$$

ここで,

$$\lambda [M] \{Z\} + [O] \{Z\} = \lambda [M] \{Z\} \quad (2.20)$$

が成立する. 式(2.19)と式(2.20)を $[C^*] = [C] - [A]$, $[K^*] = [K] - [B]$ としてまとめると,

$$\begin{bmatrix} -[C^*] & -[K^*] \\ [M] & [O] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \lambda \{Z\} \\ \{Z\} \end{Bmatrix} = \lambda \begin{bmatrix} [M] & [O] \\ [O] & [M] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \lambda \{Z\} \\ \{Z\} \end{Bmatrix} \quad (2.21)$$

すなわち, 次式の固有値問題を得る.

$$[A] \{Y\} = \lambda [\mu] \{Y\} \quad (2.22)$$

ただし,

$$[A] = \begin{bmatrix} -[C^*] & -[K^*] \\ [M] & [O] \end{bmatrix}, \quad [\mu] = \begin{bmatrix} [M] & [O] \\ [O] & [M] \end{bmatrix}, \quad \{Y\} = \begin{Bmatrix} \lambda \{Z\} \\ \{Z\} \end{Bmatrix}$$

ここで, $\{Y\} \neq \{0\}$ より, 次式の振動数方程式を得る.

$$|[A] - \lambda [\mu]| = 0 \quad (2.23)$$

この振動数方程式を解くことで、次式の2組の共役な複素固有値が得られる。

$$\lambda_j = (\zeta_j \pm i) \omega_j \quad (j = 1, 2) \quad (2.24)$$

ただし、 ζ_j : モード j の粘性減衰比 (δ_j : 対数減衰率 ($\delta_j = 2\pi\zeta_j$))

ω_j : モード j の円振動数

系の安定、不安定の判定は、

あるモード j について $\delta_j \leq 0$ ($\zeta_j \geq 0$): 発散振動あるいは非減衰振動

全てのモードについて $\delta_j > 0$ ($\zeta_j < 0$): 減衰振動

となる。式(2.24)を式(2.23)に代入すると次式の複素固有ベクトルを得る。

$$\{Z_{0j}\} = \begin{Bmatrix} \eta_{0j} \\ \phi_{0j} \end{Bmatrix} \quad (2.25)$$

各モードの振幅比 R_j とたわみ変位最大からねじれ変位最大までの位相遅れ ψ_j は、

$$C_{Rj} + iC_{\eta j} = \frac{\eta_{0j}}{\phi_{0j}} \quad (2.26)$$

とすると、

$$R_j = \frac{|\eta_{0j}|}{|\phi_{0j}|} \quad \psi_j = \tan^{-1} \frac{C_{\eta j}}{C_{Rj}} \quad (2.27)$$

となる。ただし、ここでの $\psi_j = \tan^{-1}(b/a)$ においては次式とする。

$$\sin \psi_j = \frac{b}{\sqrt{a^2 + b^2}} \quad \cos \psi_j = \frac{a}{\sqrt{a^2 + b^2}} \quad (2.28)$$

以上のたわみ・ねじれ2自由度系複素固有値解析の簡単な流れを以下に述べる。

解析を行う風速域を設定し、1ステップでの風速の増分を決めて低風速から順に計算を行う。ある風速を設定したら、次に振動数を仮定して換算振動数(無次元風速)を求める。仮定する振動数は最初のステップの風速において固有振動数を与え、それ以降のステップの風速においては前ステップにおいて得られた振動数を与える。この換算振動数を用いて非定常空気力係数を求め、固有値問題を解いて固有値を求める。これによって得られた振

動数と先に空気力を与える際に仮定した振動数とを比較して、両者が十分に近い値となっていなければ、固有値問題を解いて得られた振動数で新たに空気力を求めてもう一度固有値問題を解く。この操作を繰り返して、振動数がある一定の値に収束したら、そのときの固有値の実部から減衰を求めることにより、その風速における振動数と減衰を得ることができる。以上の収束計算を各分岐のモードごとに行う。そして風速を1ステップ増加させて、次の風速における振動数と減衰を同様の方法で求める。このように風速を増加させながら振動数と減衰を求め、ある分岐のモードの減衰が負になったところでフラッターが発生したもののみを採る。ただし本研究ではフラッター解析を行うにあたり、対象とする振動系の構造減衰を 0.02 と想定している。

【Step-by-step 解析法 (Torsional branch) の概要】

連成フラッターが発生しているたわみ・ねじれ2自由度振動系において、一方の自由度を拘束して1自由度にすると振動は減衰することから、連成フラッターの発生には自由度間の連成作用が深くかかわっている。松本らは連成フラッターの発生機構に関する一連の考察から、その発生機構に基づいた Step-by-step 解析法を提案している[22][57]～[60]。次章以降で述べるが、端2主桁断面における連成フラッター解析では、主としてねじれ分枝 (Torsional branch) が発散振動解になり、たわみ分枝 (Heaving branch) は減衰振動解となることから、本研究ではねじれ分枝における非定常空気力係数の連成項を介したねじれ振動とたわみ振動の相関から、主にねじれ分枝における連成フラッターの発生機構の解明を試みる。ただし、たわみ分枝における Step-by-step 解析手法は Appendix に記載する。

構造減衰のない有風時のねじれ振動の運動方程式は、たわみ振動がない場合、式(2.14)より下式のように表される。

$$\ddot{\phi} + \omega_{\phi 0}^2 \phi = \left(\frac{\rho b^4}{I}\right) \omega_F A_2^* \dot{\phi} + \left(\frac{\rho b^4}{I}\right) \omega_F^2 A_3^* \phi \quad (2.29)$$

ただし、 $\omega_{\phi 0}$: ねじれ固有円振動数

式(2.29)式の右辺を左辺に移項して、

$$\ddot{\phi} + \left(-\frac{\rho b^4}{I} \omega_F A_2^*\right) \dot{\phi} + \left(\omega_{\phi 0}^2 - \frac{\rho b^4}{I} \omega_F^2 A_3^*\right) \phi = 0 \quad (2.30)$$

ここに、 ϕ ：ねじれ変位（頭上げ正）、 $\dot{\phi}$ ：ねじれ速度、 $\ddot{\phi}$ ：ねじれ加速度、
 ω_ϕ ：ねじれ固有円振動数、 ω_F ：フラッター振動数、 ρ ：空気密度、
 b ：半弦長、 I ：単位スパンあたりの慣性モーメント

また、1自由度ねじれ振動する物体の運動方程式は強制外力のない場合は一般に下式のように表される。

$$\ddot{\phi} + 2\zeta_\phi \omega_\phi \dot{\phi} + \omega_\phi^2 \phi = 0 \quad (2.31)$$

ただし、 ζ_ϕ ：ねじれ振動の減衰定数、 ω_ϕ ：減衰無し（ $\zeta_\phi=0$ ）とした場合のねじれ振動数

式(2.30)と式(2.31)の比較より、次式が成立する。

$$\zeta_\phi = \frac{-(\rho b^4/I) \omega_F A_2^*}{2\omega_\phi}, \quad \omega_\phi' = \sqrt{\left\{ \omega_{\phi 0}^2 - (\rho b^4/I) \omega_F^2 A_3^* \right\} (1 - \zeta_\phi^2)} \quad (2.32)$$

ただし、 ω_ϕ' ：減衰有りとした場合のねじれ振動数

ねじれ1自由度振動の場合、この ζ_ϕ が負となる時、すなわち $A_2^* > 0$ の時フラッターが発現する。一方、2自由度連成系においてはこのねじれ振動による連成項の空気力が作用して、たわみ振動の運動方程式は次のようになる。

$$\ddot{\eta} + \omega_{\eta 0}^2 \eta = \left(\frac{\rho b^2}{m}\right) \omega_F H_1^* \dot{\eta} + \left(\frac{\rho b^2}{m}\right) \omega_F^2 H_4^* \eta + \left(\frac{\rho b^3}{m}\right) \omega_F H_2^* \dot{\phi} + \left(\frac{\rho b^3}{m}\right) \omega_F^2 H_3^* \phi \quad (2.33)$$

ただし、 $\omega_{\eta 0}$ ：たわみ固有円振動数

式(2.33)の右辺を左辺に移項して、

$$\ddot{\eta} + \left(-\frac{\rho b^2}{m} \omega_F H_1^*\right) \dot{\eta} + \left(\omega_{\eta 0}^2 - \frac{\rho b^2}{m} \omega_F^2 H_4^*\right) \eta = \left(\frac{\rho b^3}{m}\right) \omega_F H_2^* \dot{\phi} + \left(\frac{\rho b^3}{m}\right) \omega_F^2 H_3^* \phi \quad (2.34)$$

ここに、 η ：たわみ変位（下向き正）、 $\dot{\eta}$ ：たわみ速度、 $\ddot{\eta}$ ：たわみ加速度、
 $\omega_{\eta 0}$ ：たわみ固有円振動数、 m ：単位スパンあたりの質量

また、1自由度たわみ振動する物体の運動方程式は、連成項の空気力が外力として作用すると考えると下式のように表される。

$$\ddot{\eta} + 2\xi_{\eta}^* \omega_{\eta}^* \dot{\eta} + \omega_{\eta}^{*2} \eta = \left(\frac{\rho b^3}{m}\right) \omega_F H_2^* \dot{\phi} + \left(\frac{\rho b^3}{m}\right) \omega_F^2 H_3^* \phi \quad (2.35)$$

ただし、 ξ_{η}^* ：たわみ振動の減衰定数、 ω_{η}^* ：減衰無し($\xi_{\eta}^*=0$)とした場合のたわみ振動数

式(2.34)と式(2.35)の比較より、次式が成立する。

$$\xi_{\eta}^* = \frac{-(\rho b^2/m) \omega_F H_1^*}{2\omega_{\eta}^*}, \quad \omega_{\eta}^* = \sqrt{\left\{ \omega_{\eta 0}^2 - (\rho b^2/m) \omega_F^2 H_4^* \right\} (1 - \xi_{\eta}^{*2})} \quad (2.36)$$

ただし、 ω_{η}^* ：減衰有りとした場合のたわみ振動数

ここで、ねじれ変位を $\phi = \bar{\phi} \sin \omega_{\phi} t$ とおくと、ねじれ速度は次式のようになる。

$$\dot{\phi} = \omega_{\phi} \bar{\phi} \cos \omega_{\phi} t = \omega_{\phi} \bar{\phi} \sin(\omega_{\phi} t + 90^\circ) \quad (2.37)$$

式(2.35)の外力による定常応答の振幅は式(2.37)より、次式で表される。

$$\begin{aligned} \left(\frac{\rho b^3}{m}\right) \omega_F H_2^* \dot{\phi} + \left(\frac{\rho b^3}{m}\right) \omega_F^2 H_3^* \phi &= \frac{\rho b^3}{m} \omega_F (\omega_F H_3^* \sin \omega_{\phi} t + \omega_{\phi} H_2^* \cos \omega_{\phi} t) \bar{\phi} \\ &= \frac{\rho b^3}{m} \omega_F \sqrt{(\omega_F H_3^*)^2 + (\omega_{\phi} H_2^*)^2} \bar{\phi} \sin(\omega_{\phi} t - \Delta) \end{aligned} \quad (2.38)$$

ここで、 Δ はねじれ変位頭上げ最大から、ねじれ振動による揚力最大までの位相遅れであり、 Δ は次のように表される。

$$\begin{aligned} \Delta &= \tan^{-1} \left(-\frac{\omega_{\phi} H_2^*}{\omega_F H_3^*} \right) \\ \cos \Delta &= \frac{\omega_F H_3^*}{\sqrt{(\omega_F H_3^*)^2 + (\omega_{\phi} H_2^*)^2}}, \quad \sin \Delta = -\frac{\omega_{\phi} H_2^*}{\sqrt{(\omega_F H_3^*)^2 + (\omega_{\phi} H_2^*)^2}} \end{aligned} \quad (2.39)$$

式(2.38)の右辺の外力による定常応答を速度同相成分 η_1 と変位同相成分 η_2 に分けて考える。

(I) 速度同相成分

$$\ddot{\eta}_1 + 2\zeta_\eta \dot{\omega}_\eta \dot{\eta}_1 + \omega_\eta^2 \eta_1 = \left(\frac{\rho b^3}{m}\right) \omega_F H_2 \dot{\omega}_\phi \bar{\phi} \sin(\omega_\phi t + 90^\circ) \quad (2.40)$$

これを解くと、次式が成立する。

$$\eta_1 = \frac{\left(\frac{\rho b^3}{m}\right) \omega_F \omega_\phi H_2 \dot{\omega}_\phi \bar{\phi}}{\sqrt{(\omega_\eta^2 - \omega_\phi^2)^2 + 4\zeta_\eta^2 \omega_\eta^2 \omega_\phi^2}} \sin(\omega_\phi t + 90^\circ - \theta) \quad (2.41)$$

ここで、 θ はねじれ振動による揚力最大からたわみ変位最大までの位相遅れであり、 θ は次のように表される。

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{2\zeta_\eta \dot{\omega}_\eta \dot{\omega}_\phi}{\omega_\eta^2 - \omega_\phi^2} \right)$$

$$\cos \theta = \frac{\omega_\eta^2 - \omega_\phi^2}{\sqrt{(\omega_\eta^2 - \omega_\phi^2)^2 + 4\zeta_\eta^2 \omega_\eta^2 \omega_\phi^2}}, \quad \sin \theta = \frac{2\zeta_\eta \dot{\omega}_\eta \dot{\omega}_\phi}{\sqrt{(\omega_\eta^2 - \omega_\phi^2)^2 + 4\zeta_\eta^2 \omega_\eta^2 \omega_\phi^2}} \quad (2.42)$$

$$\text{そこで、} \bar{\eta}_1 = \frac{\left(\frac{\rho b^3}{m}\right) \omega_F \omega_\phi |H_2| \dot{\omega}_\phi \bar{\phi}}{\sqrt{(\omega_\eta^2 - \omega_\phi^2)^2 + 4\zeta_\eta^2 \omega_\eta^2 \omega_\phi^2}} \text{とおくと、次式が成立する。} \quad (2.43)$$

$$\begin{aligned} H_2^* > 0 \text{ のとき, } \eta_1 &= \bar{\eta}_1 \sin(\omega_\phi t + 90^\circ - \theta) = \bar{\eta}_1 \sin(\omega_\phi t - \theta_1) & \theta_1 &= \theta - 90^\circ \\ H_2^* < 0 \text{ のとき } \eta_1 &= \bar{\eta}_1 \sin(\omega_\phi t + 90^\circ - \theta - 180^\circ) = \bar{\eta}_1 \sin(\omega_\phi t - \theta_1) & \theta_1 &= \theta + 90^\circ \end{aligned} \quad (2.44)$$

ここで、 θ_1 は速度同相成分の、揚力最大からたわみ変位最大までの位相遅れである。

(II) 変位同相成分

$$\ddot{\eta}_2 + 2\zeta_\eta \dot{\omega}_\eta \dot{\eta}_2 + \omega_\eta^2 \eta_2 = \left(\frac{\rho b^3}{m}\right) \omega_F^2 H_3 \dot{\omega}_\phi \bar{\phi} \sin \omega_\phi t \quad (2.45)$$

これを解くと、次式が成立する。

$$\eta_2 = \frac{\left(\frac{\rho b^3}{m}\right) \omega_F^2 H_3 \dot{\omega}_\phi \bar{\phi}}{\sqrt{(\omega_\eta^2 - \omega_\phi^2)^2 + 4\zeta_\eta^2 \omega_\eta^2 \omega_\phi^2}} \sin(\omega_\phi t - \theta) \quad (2.46)$$

$$\text{そこで, } \bar{\eta}_2 = \frac{(\frac{\rho b^3}{m})\omega_F^2 |H_3^*| \bar{\phi}}{\sqrt{(\omega_\eta^2 - \omega_\phi^2)^2 + 4\zeta_\eta^2 \omega_\eta^2 \omega_\phi^2}} \quad \text{とおくと} \quad (2.47)$$

$$\begin{aligned} H_3^* > 0 \text{ のとき, } \eta_2 &= \bar{\eta}_2 \sin(\omega_\phi t - \theta) = \bar{\eta}_2 \sin(\omega_\phi t - \theta_2) & \theta_2 &= \theta \\ H_3^* < 0 \text{ のとき, } \eta_2 &= \bar{\eta}_2 \sin(\omega_\phi t - \theta - 180^\circ) = \bar{\eta}_2 \sin(\omega_\phi t - \theta_2) & \theta_2 &= \theta + 180^\circ \end{aligned} \quad (2.48)$$

ここで, θ_2 は変位同相成分の, 揚力最大からたわみ変位最大までの位相遅れである.

以上より, たわみ振動の定常応答 η は $\eta = \eta_1 + \eta_2 = \bar{\eta}_1 \sin(\omega_\phi t - \theta_1) + \bar{\eta}_2 \sin(\omega_\phi t - \theta_2)$ となり, ねじれ変位最大からたわみ変位最大までの位相遅れ Ψ は, $\Psi = \Delta + \theta$ と表される.

次に, このたわみ振動が再びねじれ振動の方に連成項として働く場合を考える.

$$\ddot{\phi} + \omega_{\phi 0}^2 \phi = (\frac{\rho b^4}{I})\omega_F A_2^* \dot{\phi} + (\frac{\rho b^4}{I})\omega_F^2 A_3^* \phi + (\frac{\rho b^3}{I})\omega_F A_1^* (\dot{\eta}_1 + \dot{\eta}_2) + (\frac{\rho b^3}{I})\omega_F^2 A_4^* (\eta_1 + \eta_2) \quad (2.49)$$

式(2.49)の右辺第3項以降を展開し, $\sin \omega_\phi t = \frac{\phi}{\bar{\phi}}$, $\cos \omega_\phi t = \frac{\dot{\phi}}{\bar{\phi}\omega_\phi}$ を代入すると, 次のように表される.

$$\begin{aligned} \ddot{\phi} + \omega_{\phi 0}^2 \phi &= (\frac{\rho b^4}{I})\omega_F A_2^* \dot{\phi} + (\frac{\rho b^4}{I})\omega_F^2 A_3^* \phi \\ &+ (\frac{\rho b^3}{I})\omega_F^2 A_4^* \left(\frac{\bar{\eta}_1 \dot{\phi}}{\bar{\phi}} \cos \theta_1 - \frac{\bar{\eta}_1 \dot{\phi}}{\bar{\phi}\omega_\phi} \sin \theta_1 + \frac{\bar{\eta}_2 \dot{\phi}}{\bar{\phi}} \cos \theta_2 - \frac{\bar{\eta}_2 \dot{\phi}}{\bar{\phi}\omega_\phi} \sin \theta_2 \right) \\ &+ (\frac{\rho b^3}{I})\omega_F A_1^* \left(\frac{\bar{\eta}_1 \dot{\phi}}{\bar{\phi}\omega_\phi} \cos \theta_1 + \frac{\bar{\eta}_1 \dot{\phi}}{\bar{\phi}} \sin \theta_1 + \frac{\bar{\eta}_2 \dot{\phi}}{\bar{\phi}\omega_\phi} \cos \theta_2 + \frac{\bar{\eta}_2 \dot{\phi}}{\bar{\phi}} \sin \theta_2 \right) \end{aligned} \quad (2.50)$$

式(2.50)に式(2.43), 式(2.47)を代入すると, 式(2.50)は次式になる

$$\begin{aligned} \ddot{\phi} + \omega_{\phi 0}^2 \phi &= (\frac{\rho b^4}{I})\omega_F A_2^* \dot{\phi} + (\frac{\rho b^4}{I})\omega_F^2 A_3^* \phi \\ &+ \frac{(\frac{\rho b^3}{I})(\frac{\rho b^3}{m})}{\sqrt{(\omega_\eta^2 - \omega_\phi^2)^2 + 4\zeta_\eta^2 \omega_\eta^2 \omega_\phi^2}} \{ \omega_F^2 \omega_\phi A_1^* |H_2^*| \cos \theta_1 + \omega_F^3 A_1^* |H_3^*| \cos \theta_2 - \omega_F^3 A_4^* |H_2^*| \sin \theta_1 - \frac{\omega_F^4}{\omega_\phi} A_4^* |H_3^*| \sin \theta_2 \} \dot{\phi} \\ &+ \frac{(\frac{\rho b^3}{I})(\frac{\rho b^3}{m})}{\sqrt{(\omega_\eta^2 - \omega_\phi^2)^2 + 4\zeta_\eta^2 \omega_\eta^2 \omega_\phi^2}} \{ \omega_F^2 \omega_\phi^2 A_1^* |H_2^*| \sin \theta_1 + \omega_F^3 \omega_\phi A_1^* |H_3^*| \sin \theta_2 + \omega_F^3 \omega_\phi A_4^* |H_2^*| \cos \theta_1 + \omega_F^4 A_4^* |H_3^*| \cos \theta_2 \} \phi \end{aligned} \quad (2.51)$$

そこで、右辺を左辺に移項したとき、 $\dot{\phi}$ の係数が連成項を含めたねじれ振動の減衰係数であり、この係数が負となるとき連成フラッターが発現する。この時、 $\omega_F = \omega_\phi$ となり、式(2.51)は以下のように整理される。

$$\begin{aligned} \ddot{\phi} + \left[-\left(\frac{\rho b^4}{I}\right) \omega_F A_2^* - \frac{\omega_F (\rho b^3/I) (\rho b^3/m) (\omega_F/\omega_\eta)^2}{\sqrt{\left\{1 - (\omega_F/\omega_\eta)^2\right\}^2 + 4\zeta_\eta^2 (\omega_F/\omega_\eta)^2}} \{A_1^* |H_2^*| \cos \theta_1 + A_1^* |H_3^*| \cos \theta_2 - A_4^* |H_2^*| \sin \theta_1 - A_4^* |H_3^*| \sin \theta_2\} \right] \dot{\phi} \\ + [\omega_{\phi 0}^2 - \left(\frac{\rho b^4}{I}\right) \omega_F^2 A_3^* - \frac{\omega_F^2 (\rho b^3/I) (\rho b^3/m) (\omega_F/\omega_\eta)^2}{\sqrt{\left\{1 - (\omega_F/\omega_\eta)^2\right\}^2 + 4\zeta_\eta^2 (\omega_F/\omega_\eta)^2}} \{A_1^* |H_2^*| \sin \theta_1 + A_1^* |H_3^*| \sin \theta_2 + A_4^* |H_2^*| \cos \theta_1 + A_4^* |H_3^*| \cos \theta_2\}] \phi = 0 \end{aligned} \quad (2.52)$$

2自由度連成系のねじれ振動の運動方程式は下式のように表され、

$$\ddot{\phi} + 2\zeta_\phi \omega_\phi \dot{\phi} + \omega_\phi^2 \phi = 0 \quad (2.53)$$

また、 $\delta_\phi = 2\pi\zeta_\phi$ (δ_ϕ : ねじれ振動の対数減衰率) の関係より、

$$\delta_\phi = -\pi \left(\frac{\rho b^4}{I}\right) A_2^* - \pi \left(\frac{\rho b^4}{I}\right) \frac{(\rho b^2/m) (\omega_F/\omega_\eta)^2}{\sqrt{\left\{1 - (\omega_F/\omega_\eta)^2\right\}^2 + 4\zeta_\eta^2 (\omega_F/\omega_\eta)^2}} \{A_1^* |H_2^*| \cos \theta_1 + A_1^* |H_3^*| \cos \theta_2 - A_4^* |H_2^*| \sin \theta_1 - A_4^* |H_3^*| \sin \theta_2\} \quad (2.54)$$

となる。そこで、式(2.54)にある係数を次式で表す

$$\textcircled{1}: \pi \left(\frac{\rho b^4}{I}\right) \quad \textcircled{2}: \frac{(\rho b^2/m) (\omega_F/\omega_\eta)^2}{\sqrt{\left\{1 - (\omega_F/\omega_\eta)^2\right\}^2 + 4\zeta_\eta^2 (\omega_F/\omega_\eta)^2}} \quad (2.55)$$

$$\delta_\phi = -\textcircled{1} A_2^* - \textcircled{1} \textcircled{2} \{A_1^* |H_2^*| \cos \theta_1 + A_1^* |H_3^*| \cos \theta_2 - A_4^* |H_2^*| \sin \theta_1 - A_4^* |H_3^*| \sin \theta_2\} \quad (2.56)$$

と δ_ϕ が表され、 $\delta_\phi < 0$ の時、Torsional branchにおいて連成フラッターが発現する。

なお、本研究で出てくる Step-by-step 解析結果の図表記には下記のように簡略化した。

$$\begin{aligned}
\bullet &: \delta_\phi & \bigcirc &: -\textcircled{1}A_2^* \\
\blacksquare &: -\textcircled{1}\textcircled{2}A_1^*/H_2^*/\cos\theta_1 & \square &: \textcircled{1}\textcircled{2}A_4^*/H_2^*/\sin\theta_1 \\
\blacklozenge &: -\textcircled{1}\textcircled{2}A_1^*/H_3^*/\cos\theta_2 & \diamond &: \textcircled{1}\textcircled{2}A_4^*/H_3^*/\sin\theta_2
\end{aligned} \tag{2.57}$$

このように非定常空気力係数間の相関は、ねじれ振動 (ϕ motion) によってたわみ振動系 (η system) にたわみ振動 (η response) が励起され、そのたわみ振動によって同様にねじれ振動が励起されるという Feed Back 系を形成している。多自由度フラッターの場合も同様に、Step-by-step 解析により、各分枝間の相関を見ることにより各非定常空気力係数間のフラッター発生への役割を知ることができる。以下にその手法の概要を示す。

最初はねじれ固有円振動数 ω_ϕ をフラッター振動数 ω_F として仮定する。

①仮定 (算出) したフラッター振動数 ω_F より無次元風速を求め、非定常空気力係数を固定する。この係数を用いて式(2.32)よりねじれ円振動数 ω_ϕ を求める。

②次にこのねじれ振動数 ω_ϕ をフラッター振動数 ω_F として ξ_ϕ , ω_η , ξ_η , θ を求め、式(2.54)で表される減衰係数を計算する。

以上①, ②を1サイクルとして①で $\omega_F = \omega_\phi$ となるまで繰り返す。この収束値をフラッター振動数とし、式(2.54)で表される減衰係数の正負でフラッターの発現を判断する。

複素固有値解析法はフラッター解析法として広く一般的に用いられており、自由振動方程式についての複素固有値問題を解くという手法であるので、方程式に対する厳密解を与える解析法である。しかし、固有値問題において各非定常空気力係数と固有値の関係が明確に捉えにくいため、非定常空気力と系の応答の関連が評価しにくい。これに対し、Step-by-step 解析法は近似解法であるが、系の応答における非定常空気力係数の役割がわかるという点で優れていると言える。

なお、本論文での θ は原則、Step-by-step 解析上の θ を示し、後述する下フランジの傾斜角 θ [52] が表現される節においては Step-by-step 解析上の θ は θ^* とし、区別していることに注意されたい。

<参考文献>

- [1] 川田忠樹：誰がタコマを落としたか，1975.
- [2] 社団法人日本鋼構造協会：構造物の耐風工学
- [3] 中口 浩，橋本貴久裕，武藤真理：矩形断面の柱の抗力に関する一実験，日本航空学会誌，Vol.16，No.168，1958.
- [4] 岡島 厚：種々な断面辺長比の矩形断面周りの流れ，日本風工学会誌第 17 号，pp.1-19，昭和 58 年
- [5] Komatsu, S. and Kobayashi, H. : Vortex-Induced Oscillation of Bluff Cylinders, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamic, 6, pp.335-362, 1980.
- [6] 小林紘士：長方形角柱の渦励振現象，第 7 回風工学シンポジウム論文集，pp.235-242，1982.
- [7] 中村泰治，渡辺公彦：H 型断面中の低風速渦励振について，土木学会第 34 回年次学術講演会概要集，pp.521-522，昭和 54 年 10 月
- [8] 中村泰治，渡辺公彦：矩形断面柱の低風速渦励振と渦励振について，土木学会第 35 回年次学術講演会概要集，昭和 55 年
- [9] Matsumoto M. and Shiraishi N. : On Classification of Vortex-Induced Oscillation and its Application for Bridge Structure, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamic, Vol.14, 1983.
- [10] Shiraishi N., Matsumoto M., Mashimo H. and Honda A. : On Vortex-Induced Oscillation on Bluff Bodies, the Memories of the Faculty of Engineering, Kyoto University, Vol.XLV, Part 4, pp.36-50, October 1983.
- [11] 白石成人，松本 勝：充実構造断面の渦励振特性に関する基礎的考察，第 6 回風工学シンポジウム論文集，pp.317-324，1980.
- [12] 白石成人，松本 勝：充腹構造断面の渦励振応答特性に関する研究，土木学会論文報告集第 322 号，pp.37-50，1982.
- [13] 嶋田健司，孟 岩：矩形断面柱の空力特性と $B/D=2$ 断面柱の空力弾性振動の $k-\varepsilon$ モデルによる数値解析，第 15 回風工学シンポジウム論文集，pp.161-166，1998.
- [14] 松本 勝，白石成人，白土博通：主流方向脈動流中における Bluff Body の空力特性，第 9 回風工学シンポジウム論文集，pp.175-180，1986.
- [15] R.Parker, M.Welsh : Effects of sound on flow separation from blunt flat plates, Int.J.Heart & Fluid Flow, Vol.4, No.2, pp.113-128, 1983.
- [16] A.Michalke: The instability of Free Shear Layers, A survey on the State of Art, 1970.

- [17] 三澤 彰, 松本 勝, 白石成人, 白 丙基: 箱桁断面斜張橋の渦励振応答に及ぼす乱流の効果, 土木学会第 44 回年次学術講演会講演概要集, 第 1 部, pp.818-819, 平成元年 10 月
- [18] 大東義志, 松本 勝, 青木 淳: 渦励振に及ぼす乱流効果に関する基礎的研究, 土木学会第 50 回年次学術講演会講演概要集, I-756, pp.1512-1513, 平成 7 年 9 月
- [19] Farquharson, F.B.: Aerodynamic Stability of Suspension Bridges with Special Reference to the Tacoma Narrows Bridge, Bull. of Univ. Washington Eng., Exp.Station, No.116, Part 1, 1949.
- [20] Otsuki, Y., Washizu, K., et al.: Experiments on the aeroelastic instability of prismatic bars with rectangular sections, Proc. 3rd Intern. Conf. Wind Effects on Buildings and Structures, Tokyo, Saikon-Shuppan Co., 1971.
- [21] 松本 勝, 白石成人, 白土博通, 平井滋登, 伊藤裕一, 重高浩一: H 型断面のねじれフラッター特性に関する研究, 第 11 回風工学シンポジウム論文集, pp.251-256, 1990.
- [22] Matsumoto, M., Daito, Y., Yoshizumi, F., Ichikawa, Y. and Yabutani, T.: Torsional flutter of bluff bodies, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol.69-71, pp.871-882, 1997.
- [23] 岡内 功, 伊藤 學, 宮田利雄: 耐風構造, 1978.
- [24] Theodorsen, T.: General Theory of Aerodynamic Instability and the Mechanism of Flutter, NACA TR, No.496, 1934.
- [25] Selberg, A.: Oscillation and Aerodynamic Stability of Suspension Bridges, ACTA Polytechnica Scandinavia, Ci13, 1961.
- [26] Kloppel, K., et al.: Modellversuche im Windkanal zur Bemessung von Brucken gegen die Gefahr winderregter Schwingungen: Der Stahlbau, Heft 12, 1956.
- [27] Scanlan, R.H., Beliveau, J.G. and Budlong, K.S.: Indicial Aerodynamic Functions for Bridge Decks, Journal of the Engineering Mechanics Division, Proceedings of ASCE., Vol.100, EM4, August, pp. 657-672, 1974.
- [28] 松本 勝, 小林裕輔, 浜崎 博: 構造基本断面における連成フラッターの発生機構に関する研究, 第 13 回風工学シンポジウム論文集, pp.359-364, 1994.
- [29] Matsumoto, M.: Flutter Instability of Structures, to be printed, 4th EACWE, 2005
- [30] 大窪一正, 松本 勝, 水野恵介, 金 起男, 伊藤靖晃: 長大橋桁断面における連成フラッターの分枝特性, 土木学会第 60 回年次学術講演会, pp.581-582, 平成 17 年 9 月
- [31] 松本 勝, 八木知己, 玉置 斉, 坪田 樹, 李 再炯, 大窪一正: 1:4 矩形断面の空力振動における渦に起因した干渉現象, 第 18 回風工学シンポジウム論文集, pp.293-298,

2004.

- [32] 松本 勝, 白土博通, 八木知己, 四條利久磨, 江口陽紀, 玉置 斉: 旧 Tacoma 橋における異種空力振動の干渉現象, 第 17 回風工学シンポジウム論文集, pp.303-308, 2002.
- [33] Irwin, H.P.: Wind Tunnel Test of Long Span Bridges, Proc. IABSE Congress Vancouver, pp.689-696, 1984.
- [34] 成瀬輝男: スペインの大型斜張橋, 橋梁と基礎, pp.12-15, 1977.11
- [35] 横山功一, 日下部毅明, 若狭忠雄, 大場誠道: 二主桁合成床版を有する斜張橋に関する総合的検討, 構造工学論文集, Vol.38A, pp.1153-1160, 1992.
- [36] 酒井洋典, 小川一志, 下土居秀樹, 斉藤敏雄: 2 主桁橋梁の空力特性改善策に関する実験的研究, 第 12 回風工学シンポジウム論文集, pp.393-398, 1992.
- [37] 新原雄二, 林田宏二, 日紫喜剛啓, 富永知徳: 鋼管を用いた合成複合斜張橋の耐風性に関する検討, 日本風工学会論文集, No.79, pp.59-60, 1999.
- [38] 新原雄二, 林田宏二, 日紫喜剛啓, 富永知徳: 鋼管を用いた合成複合斜張橋の渦励振特性およびレイノルズ数効果に関する検討, 日本風工学会論文集, No.79, pp.61-62, 1999.
- [39] 新原雄二, 林田宏二, 日紫喜剛啓, 富永知徳: コンクリート充填鋼管を用いた 2 主桁断面複合斜張橋の風応答特性と空力的制振対策, 構造工学論文集 Vol.46A-II, pp.1085-1094, 2000.3
- [40] 古賀 貴, 久保喜延, 岡本有造, 貞島健介, 山口栄輝: 斜張橋用 2 主桁断面の空力特性について, 日本風工学会論文集, No.79, pp.65-66, 1999.
- [41] 久保喜延, 木村吉郎, 山口栄輝, 加藤九州男, 貞島健介, 岡本有造: 2 主桁橋の空力弾性振動メカニズムに関する研究, 第 16 回風工学シンポジウム論文集, pp.357-362, 2000.
- [42] 大塚周三, 中村哲也, 竹口昌弘, 本田明弘, 所 伸介: PC 床版を有する鋼管二主桁断面の空力特性改善について, 土木学会第 56 回年次学術講演会, pp.702-703, 平成 13 年 10 月
- [43] 村上琢哉, 武田勝昭, 高尾道明, 由井陸粹: 斜張橋用端 2 箱桁断面の隅切り対策に関する耐風性検討, 土木学会第 56 回年次学術講演会, pp.704-705, 平成 13 年 10 月
- [44] 松本 勝, 大東義志, 陳 新中, 市川靖生, 平川 淳, 武内隆文: 長大斜張橋端 2 主桁基本断面の空力特性, 第 15 回風工学シンポジウム論文集, pp.395-400, 1998.
- [45] Matsumoto, M., Daito, Y., Shirato, H. and Yagi, T.: Aerodynamic Characteristics of Two Edge Girders, 7th East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction (EASEC7), 1999.

- [46] 大東義志, 松本 勝, 荒木健二: 長大斜張橋端 2 主桁断面の空力振動発生メカニズム, 日本風工学会論文集, No.79, pp.81-82, 1999.
- [47] Matsumoto, M., Daito, Y. and Araki, K. : Aerodynamics of Two Edge Girders for long-span cable-stayed bridge, Proc. of 7th International Conference on Flow Induced Vibration (FIV2000), pp.149-156, 2000.
- [48] 大東義志, 松本 勝, 荒木健二: 長大斜張橋端 2 主桁断面の空力特性に及ぼす幾何学形状変化, 土木学会第 54 回年次学術講演会概要集, pp.718-719, 平成 11 年 9 月
- [49] 松本 勝, 大東義志, 荒木健二: 長大斜張橋端 2 主桁基本断面の空力特性に及ぼす減衰効果および迎角特性に関する研究, 第 16 回風工学シンポジウム論文集, PP.381-386, 2000.
- [50] 大東義志, 松本 勝, 武内隆文, 坂井田実: 長大斜張橋端 2 主桁断面の異なる振動モード間の空力振動干渉および動的耐風性向上に関する研究, 第 17 回風工学シンポジウム論文集, pp.387-392, 2002.
- [51] 大東義志, 武内隆文: 長大斜張橋端 2 主桁断面の動的耐風性向上に向けた実験的検討, 土木学会第 58 回年次学術講演会概要集, pp.227-228, 平成 15 年 9 月
- [52] 大東義志, 松本 勝, 武内隆文: 斜張橋端 2 主桁断面の動的耐風性に及ぼす主桁形状変化に関する実験的研究, 第 18 回風工学シンポジウム論文集, pp.431-436, 2004.
- [53] 武内隆文: 橋梁塔状構造物の空力応答挙動とその耐風性評価に関する研究, 京都大学博士学位論文, 平成 5 年 3 月
- [54] 丸山忠明, 小川一志, 下土居秀樹: 舞洲～夢洲連絡橋(仮称)の風荷重に関する検討, 土木学会第 58 回年次学術講演会概要集, 平成 7 年 9 月
- [55] 本州四国連絡橋公団: 本州四国連絡橋風洞試験要領(2001)・同解説, 2001.
- [56] たとえば, CRC 総合研究所: Dyna2E(3次元骨組み構造非線形動的解析システム)
- [57] 松本 勝, 小林祐輔, 浜崎 博: 非定常空力係数に着目したフラッター安定化策についての考察, 第 13 回風工学シンポジウム論文集, pp.377-382, 1994.
- [58] 松本 勝, 新原雄二, 小林祐輔: 構造基本断面のフラッター発生機構に関する研究, 構造工学論文集, Vol.40A, pp.1019-1024, 1994.
- [59] Matsumoto, M., Kobayashi, K., Niihara, Y., Shiarto, H. and Hamasaki, H. : Flutter Mechanism and its Stabilization of Bluff Bodies, Proc. of 9th ICWE, 1995.
- [60] Matsumoto, M., Hamasaki, H. and Yoshizumi, F. : On flutter stability of decks for super-long-span bridge, Japan Society of Civil Engineering, Structural Engineering / Earthquake Engineering 14, 1997.

第3章 端2主桁断面 (Edge Girder) の基本的空力振動特性

3. 1 概 説

床版端部に2本の主桁を持つ主桁形式 (=端2主桁断面) は、その剛性の小ささや π 型断面としての幾何学形状から耐風安定性に対して不安定となる傾向が大きいと考えられる。前章でも述べたように、海外では比較的多くの長大斜張橋において採用されているが、国内ではこれまで長大橋に採用された事例はない。このためこのような形式の詳細な空力特性に関する研究や見解が少ないのが現状である。そこで本章ではまず、第1章で述べた理由から断面辺長比 $B/D=10$ を中心とした端2主桁断面の、上下非対称断面としての空力振動特性について考察する。さらに π 型断面の主桁形状変化による基本的な空力特性の違いについて、各種風洞試験から得られた結果より知見をまとめる。

3. 2節では上下非対称の π 型断面である端2主桁断面が、どのような空力振動特性を有するのか、H型断面および矩形断面の振動応答特性と比較して、基本的な空力振動特性について考察する。

3. 3節ではその端2主桁断面の主桁形状変化として、I桁、箱桁、円柱桁と変化させ、特に静的空気力特性、自由振動応答特性および非定常空気力特性の観点から、それぞれ主桁形状の違いによる空力特性を比較し、 π 型断面である端2主桁断面の主桁形状変化による基本的な空力特性について述べる。

3. 4節では本研究対象断面と同じ主桁形式をもつ Alex Fraser 橋の主桁断面を対象とした耐風応答評価[1]において、主桁位置の違いにより応答特性に違いが見られることから、特にI桁に着目した主桁位置の違いによる基本的な空力特性の把握を試みる。

3. 5節では風の傾斜角 (以下、迎角 α とする) および乱流中における基本的な空力振動特性について自由振動応答測定実験より考察する。

3. 6節では断面辺長比 B/D の違いによる空力的な影響について考察する。第2章でも述べたように矩形断面においても断面辺長比 B/D の違いにより様々な面で空力特性に影響を及ぼすことから、端2主桁断面の断面辺長比 B/D の違いによる空力的影響について、非定常空気力特性の観点から考察を行う。

本章では π 型断面である端2主桁断面の基本的な空力特性を述べることにとどめて、その振動発生メカニズムは第4章で考察する。なお、本節を通じて図面中にある V_p [m/s] および η_p [mm] は中央支間長 600m 級の3径間連続鋼斜張橋を想定した場合の実橋換算風速[2] および実橋換算たわみ振幅である。本章における複素固有値解析では全ての断面において 600m 級の斜張橋を想定した諸元値[3]を用いた。

3. 2 π 型断面としての空力振動応答特性

はじめに π 型断面である端2主桁断面が、どのような空力振動特性を有するのか、ねじれおよびたわみ各1自由度による自由振動応答特性(図3-2-1)を把握する。なお、ここでは端2主桁断面が持つ自由振動応答特性を可能な限り把握するため、 Sc 数は実験制約上許される最も低い値で実験を行った。図3-2-1に示すようにねじれ1自由度では無次元風速 $V/fB=0.5$ および $V/fB=1.1$ 付近からねじれ渦励振と無次元風速 $V/fB=2.7$ 付近からねじれフラッターが発現する。一方、たわみ1自由度では無次元風速 $V/fB=0.75$ および $V/fB=1.7$ 付近からたわみ渦励振が発現する。次にそれぞれ同じ辺長比($B/D=10$)を持つH型断面および矩形断面の自由振動応答特性[4][5]を図3-2-2に示し、端2主桁断面との自由振動応答特性と重ねる。はじめに渦励振の応答特性を比較する。本研究における実験値と参考文献[4][5]との Sc 数の違いがあるため、渦励振の応答振幅における比較はできないが、これらの図から、渦励振の発現風速の比較を行うと、端2主桁断面では、H型断面よりも矩形断面の方で、たわみ渦励振およびねじれ渦励振とも比較的発現風速が一致する。このことは断面側面を流れる渦の流下速度がH型断面よりも矩形断面の流下速度に近く、剥離せん断層から生成される渦の構造が比較的矩形断面のそれと近いものと考えられる。

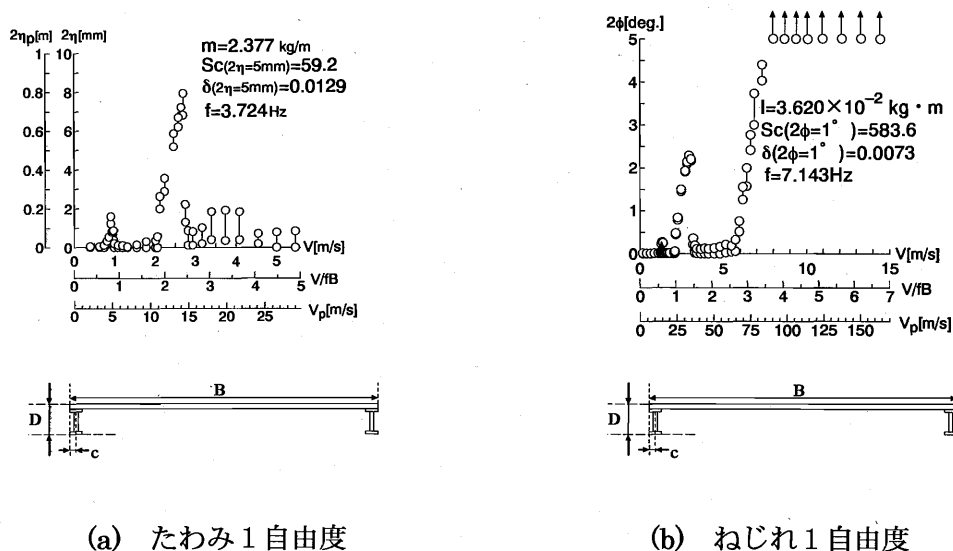


図3-2-1 π 型断面(端2主桁断面)の自由振動応答特性($B/D=10$, $\alpha=0^\circ$, $c/B=0.013$)

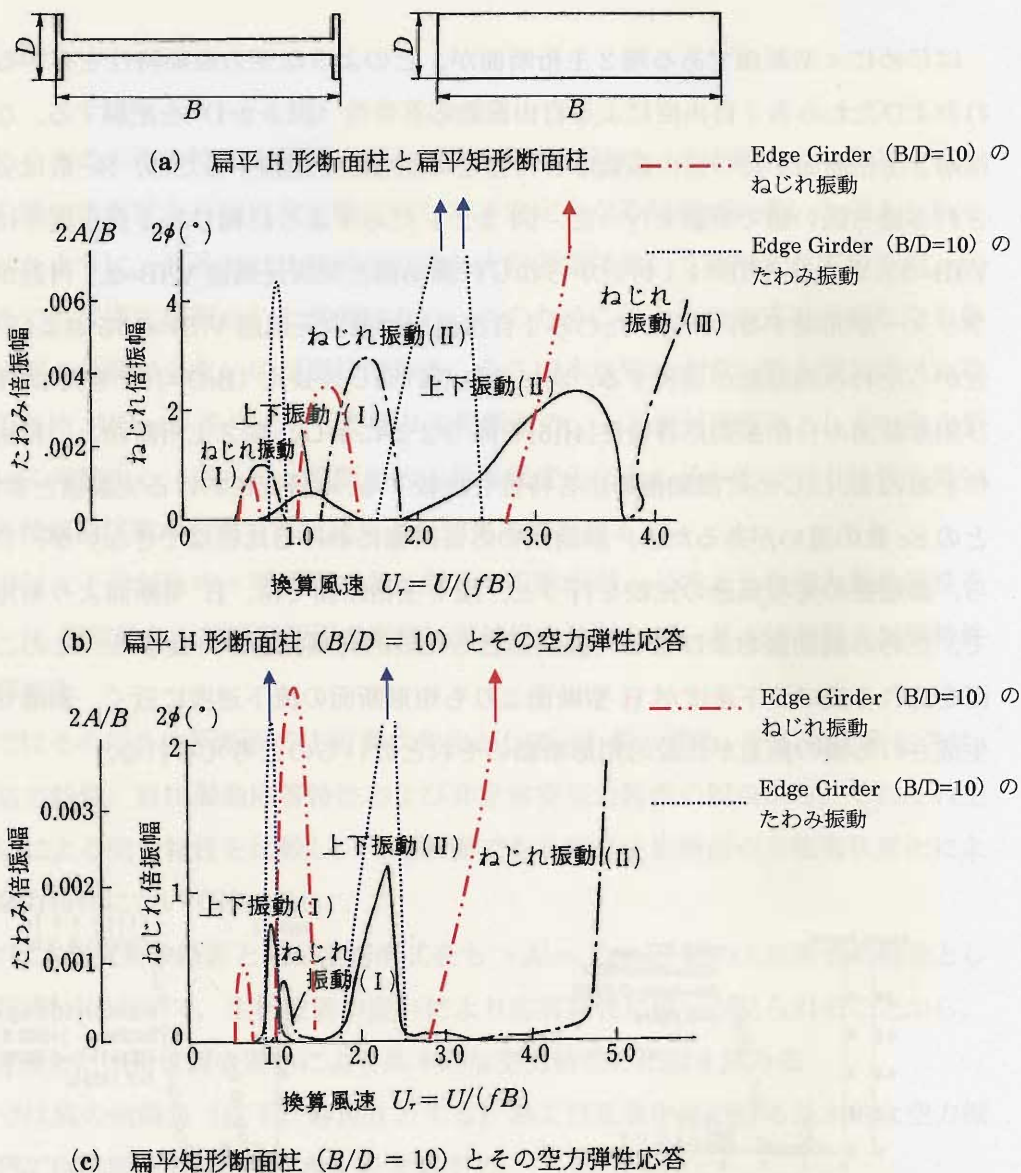


図 3-2-2 H 型断面および矩形断面との空力振動特性の比較[4][5]

($B/D=10$, $\alpha=0^\circ$, $c/B=0.013$)

一方、ねじれフラッターの発現風速について図 3-2-2 より、H 型断面や矩形断面よりも低風速側で端 2 主桁断面のねじれフラッターが発現している。ただし、構造減衰の影響も考えられるので、次に Scanlan[6]により提唱された 8 つの非定常空気力係数のうち、ねじれ振動の空力減衰に関係する非定常空気力係数 A_2^* に着目して、各断面で比較する。 A_2^* が正の値を示すときはねじれ振動に対して不安定化を示し、負の値を示すときは安定化を示す。

それら非定常空気力係数 A_2^* の風速分布を図 3-2-3 に示す。端 2 主桁断面も含め、H 型断面 [7] と矩形断面 [8] はいずれも高風速側で A_2^* が正の値を示すことから高風速側でねじれフラッターが発現することが考えられる。このことは図 3-2-2 で示しめした自由振動応答特性と対応するが、安定化する風速域から不安定化する風速域に変わる風速 (x 軸切片) が矩形断面で、自由振動応答特性 (図 3-2-2) のそれと若干ずれるものの、端 2 主桁断面が最も低風速側からねじれフラッターが発現しており、また、ねじれ振動が不安定化する風速域の A_2^* の値が最も大きいことから、矩形断面や H 型断面のよりもねじれ振動に対しては最も不安定な特性を示していることがわかる。なお、断面まわりの非定常圧力特性に関する比較および考察は第 4 章で述べることにする。以上より、上下非対称である π 型断面の端 2 主桁断面において、渦励振特性は矩形断面とその特性が類似している一方、ねじれフラッター特性はその発現風速の観点から、他の 2 断面よりも不安定化する特性を有することが考えられる。

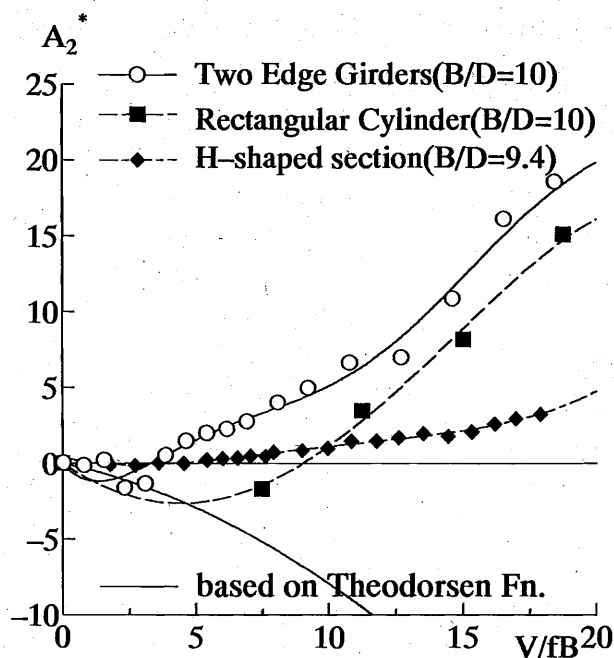


図 3-2-3 端 2 主桁断面、H 型断面および矩形断面の非定常空気力係数 A_2^* の比較 [7][8]

($B/D=10$, $\alpha=0^\circ$, $c/B=0.013$)

3. 3 主桁形状変化が及ぼす基本的空力特性の把握

次に端2主桁断面の主桁形状変化における空力的な影響を考察するため、主桁形状を変化させた断面の空力振動特性について述べる。対象とする主桁形状は一般的に橋梁主桁形式として用いられるI桁、箱桁、円柱桁とし（以下、I桁断面、箱桁断面、円柱桁断面と呼ぶ）、特に静的空気力特性、自由振動応答特性および非定常空気力特性の観点から、それぞれ主桁形状の違いによる空力特性を比較し、端2主桁断面の主桁形状変化にともなう基本的な空力特性について考察する。

【静的空気力特性】

断面を風中に静止させた状態で、断面に作用する空気力を把握することは風荷重を評価するだけでなく、準定常理論[9]からギャロッピングのような発散振動の発生の可能性を知ることができる。そこで、ねじれ振動に対してもある程度の不安定性の予測が可能であり、空気力学上基本的な特性把握の一つであるモーメント係数 C_M 分布曲線に着目して、その負勾配となる分布特性について考察を行う。

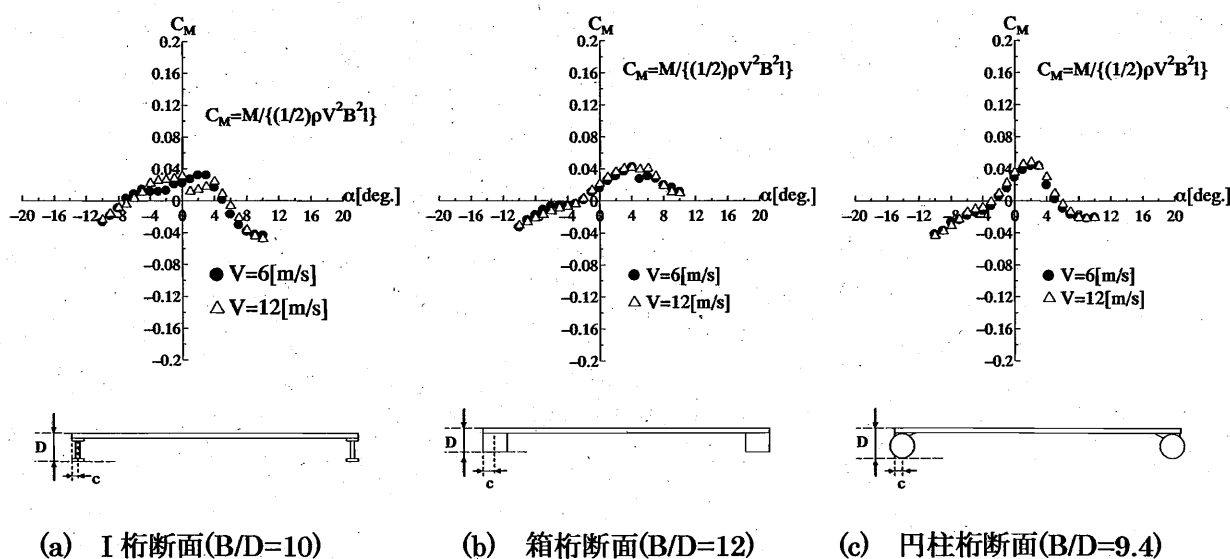


図 3-3-1 主桁形状変化の違いによる静的モーメント係数 C_M 分布

図 3-3-1 に I 桁断面、箱桁断面、円柱桁断面のそれぞれのモーメント係数 C_M 分布曲線を示す。I 桁、箱桁、円柱桁と異なる主桁形状を有する断面を同じ桁位置（最も断面端部）で

比較すると、断面辺長比 B/D が I 桁断面で 10、箱桁断面で 12、円柱桁断面で 9.4 と異なるにも関わらず、モーメント係数 C_M 曲線の分布が類似し、いずれも $+3^\circ \sim +4^\circ$ 付近から正迎角に向かって負勾配になる。これはいずれの断面もねじれ振動に対する不安定性が懸念される断面といえ、桁形状の変化が静的空力特性に及ぼす影響は比較的小さいことがうかがえる。この理由として、主桁からの剥離せん断層による負圧領域の重心位置と回転中心とのアーム長さの変化が空力特性において支配的であり、主桁形状変化による剥離バブルの大きさの変化による影響は小さいものと考えられる。

また、 $dC_M/d\alpha$ が正迎角側で負になる理由として、上面側で剥離せん断層による負圧のピークがねじれ中心に近づく効果と下面下流側の主桁側面に正圧がかかることとの相乗効果でモーメントの値が小さくなるためと考えられる。

さらに補足検討として、床版にグレーチングを設けた断面で検討を行った[2]。床版上下面間での圧力差をなくすことでフラッター特性の改善を期待し、路肩及び車線間にグレーチングを設けた。基本断面からより実橋に近い断面で考察するため、グレーチング断面の床版にセンターバリア（高さ 10mm）を予め設置し、またポスト高欄についても床版端部に予め設置した。また床版開口による断面剛性の低下を考慮して、I 桁断面は前述した基本断面と桁高が異なる断面辺長比 $B/D=8.6$ ($D=35\text{mm}$) とした。

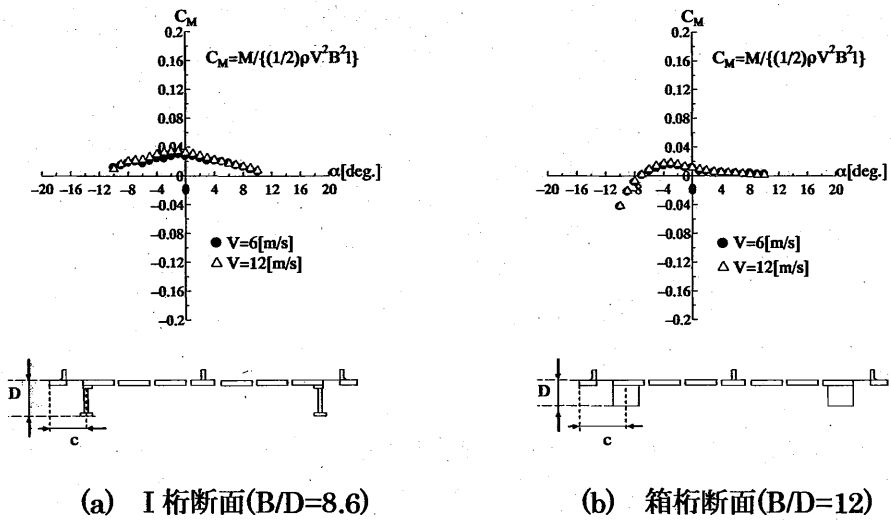


図 3-3-2 グレーチング設置断面による桁形状変化の効果（補足検討）

それら断面におけるモーメント係数 C_M 分布曲線を図 3-3-2 に示す。グレーチングを設置し、剥離せん断層により生じる上下面の圧力差を緩和することにより、抜本的に正迎角で

の耐風性向上を目指したが、今回行ったグレーチングの配置や充実率では、グレーチングの開口によりむしろ、耐風安定性が損なわれることが示唆される。第6章でもグレーチングを有する端2主桁断面の振動応答特性について考察しているが、このような断面でのグレーチングの開口による耐風安定性向上の効果はあまり期待できないものと考えられる。これはグレーチングを開口した場合、グレーチングを通過する流れも存在するが、逆に上下面を通過しない流れによって圧力差の緩和が妨げられたためと考えられる。ただし、グレーチングの配置の仕方によっては正勾配の勾配が小さいものの、 $dC_M/d\alpha$ の負勾配が解消されたケース[2]もあったため、グレーチングの配置、充実率等を工夫することにより、耐風性が向上する可能性も考えられる。

【自由振動応答特性】

本研究で対象とする端2主桁断面は、その幾何学形状より多彩な空力振動応答現象が予測される。次に主桁形状変化による自由振動応答特性について述べる。なお、 Sc 数は端2主桁断面が持つ自由振動応答特性を可能な限り把握するため、実験制約上許される最も小さい値で実験を行った。

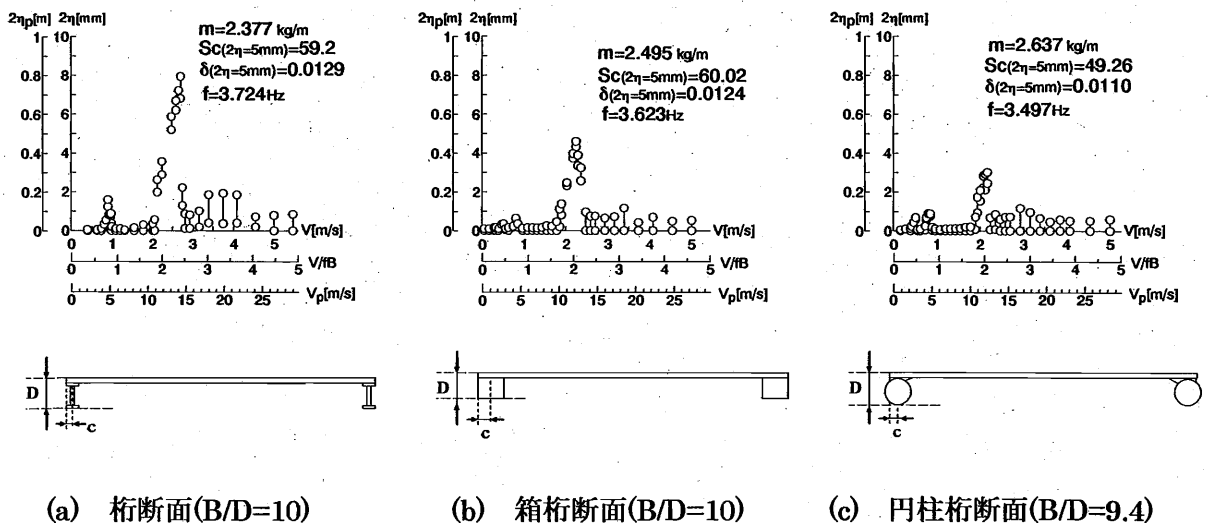


図 3-3-3 たわみ渦励振に及ぼす主桁形状変化の効果 ($\alpha=0^\circ$)

はじめに、たわみ1自由度における自由振動応答特性を図 3-3-3 に示す。どの断面も低風速域で渦励振が発現し、その発現風速は前縁剥離型（自己励起型）渦励振の発現風速とされる $1.67B/D$ [10]に一致している。発現風速に関する考察は第4章で詳しく述べることにす

る。最大応答振幅は Sc 数の若干の違いはあるものの I 桁断面、箱桁断面、円柱桁断面の順に渦励振が安定化する傾向にあり、I 桁断面と円柱桁断面とでは 2 倍近くの差が認められる。これは疲労や床版の耐久性の観点からもその影響は大きく、桁形状の変化による応答の差は大きいと判断できる。空力的な考察において、図 3-3-4 の模式図に示すように、特に下面からの渦生成において、桁形状の違いにより、I 桁断面ではその巻き込み領域が箱桁断面や円柱桁断面に比べて大きい。つまり、下面の剥離せん断層内における構造物体が占有する領域が小さく、I 桁断面で最も強い渦が生成され、箱桁断面や円柱桁断面では下面の構造物体が占有する領域が大きく、I 桁断面ほど渦の生成が強くなされていないものと考えられる。したがって、たわみ渦励振特性においては桁形状の変化による影響が大きいと判断できる。なお、図 3-3-4 の模式図は渦の大きさを模式的に示したもので、実際の剥離せん断層の大きさとは異なることに注意されたい。

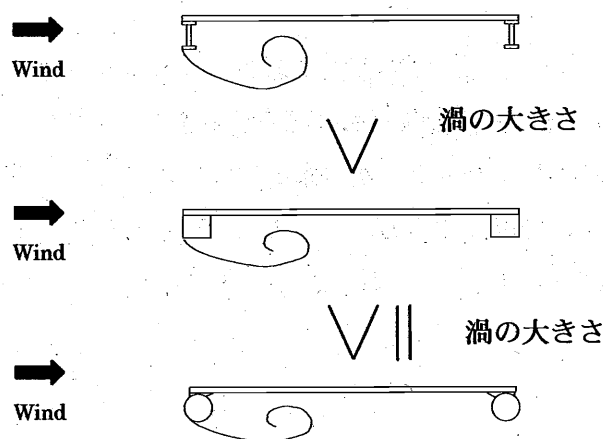


図 3-3-4 渦生成の違いによる模式図

次に主桁形状の違いによるねじれ 1 自由度の自由振動応答特性について図 3-3-5 に示す。ねじれ渦励振特性においても桁形状の変化による影響は大きく、主桁形状を変化させると、最大振幅は I 桁断面、円柱桁断面、箱桁断面の順に渦励振が安定化する傾向にある。これはたわみ渦励振特性と同様に I 桁断面で、他の断面に比べより強い渦の生成がなされたためと考えられる。さらにそれらの発現風速を見ると、いずれの断面も無次元風速 $V/fB=1.0$ 付近でねじれ渦励振が発現している。これは矩形断面のねじれ渦励振開始無次元風速 $V=(2/(2N-1)) \cdot (1/0.6) \cdot B/D[10]$ の $N=2$ のときに対応することがわかる。この発現風速に関する考察も第 4 章で詳しく述べることにする。

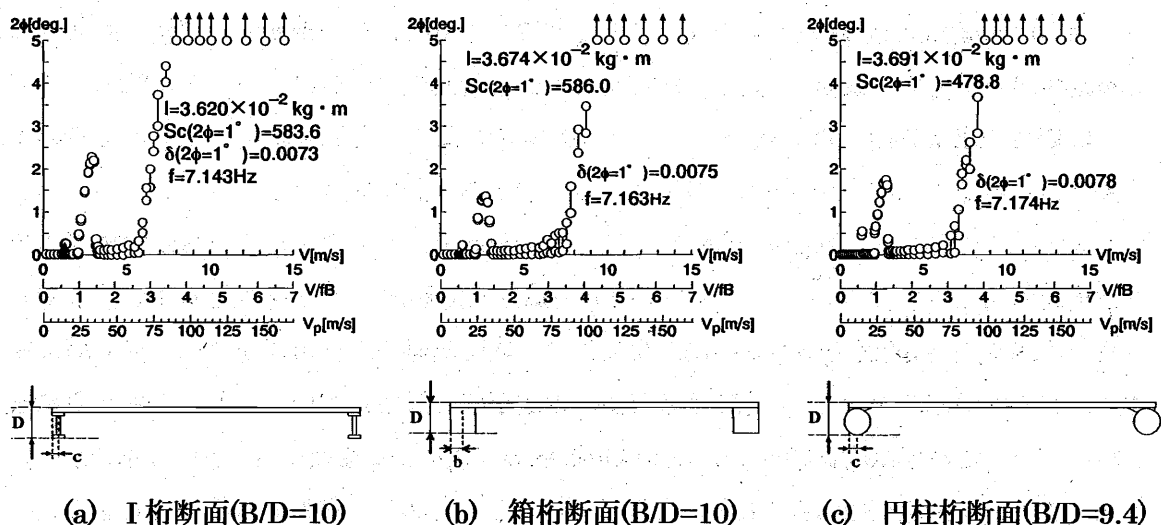


図 3-3-5 ねじれ応答特性に及ぼす主桁形状変化の効果 ($\alpha=0^\circ$)

次にねじれフラッターに関して、箱桁断面で若干ねじれフラッター発現風速が高風速側になる以外は、I 桁断面または円柱桁断面もほぼ同じ風速域でねじれフラッターが発現している。いずれの断面もねじれフラッターが飛躍的に安定化することはない、ほぼ同じ風速域からねじれフラッターが発現している。このことから、ねじれフラッター特性に及ぼす主桁形状変化による影響はあまり大きくないものと考えられる。

【非定常空気力特性】

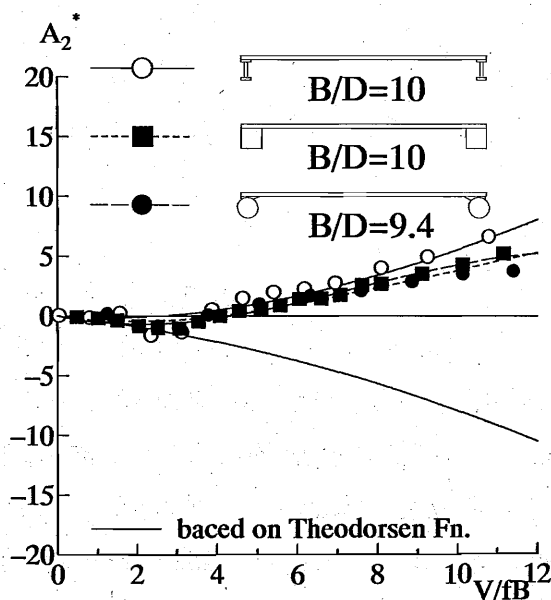


図 3-3-6 主桁形状変化における非定常空気力係数 A_2^* の比較 ($\alpha=0^\circ$)

I 桁断面 ($B/D=10$)、箱桁断面 ($B/D=10$) および円柱桁断面 ($B/D=9.4$) について非定常空気力測定実験により得られた非定常空気力係数やそれを用いた複素固有値解析によるフラッター発現風速の観点から、主桁形状変化による空力的な影響について考察を行う。ここでも Scanlan[6]により提唱された8つの非定常空気力係数のうちねじれ振動の空力減衰に関係する非定常空気力係数 A_2^* について各主桁断面で比較する。図 3-3-6 を見ると、どの断面も無次元風速 $V/|B|=3.5$ 付近から A_2^* が負値から正値に変わる。これはこの風速域でねじれ振動の発生を意味し、どの断面もほぼ同じ風速域からねじれフラッターが発生していることとなり、前述したねじれ1自由度における自由振動応答特性と合致する。したがって、非定常空気力係数の観点からも主桁形状変化によるねじれフラッターへの影響はあまり大きくないがわかる。

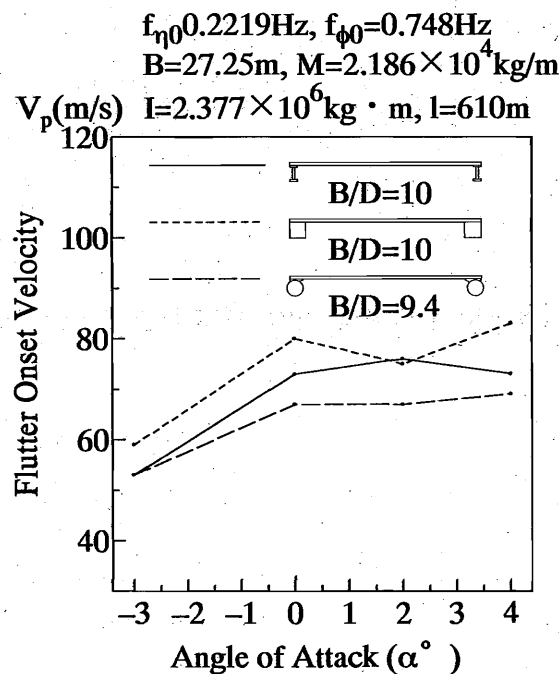


図 3-3-7 主桁形状の違いによるフラッター発現風速[m/s] ($\alpha=0^\circ$)

次にフラッター発現風速[m/s]との比較図を図 3-3-7 に示す。どの断面も負迎角でそのフラッター発現風速が低風速側に移り、耐フラッター安定性は他の迎角に比べ悪化する傾向にある。また、これら3断面のうち、箱桁断面 ($B/D=10$) が若干ではあるものの、フラッター安定性が最もよく、円柱桁断面 ($B/D=9.4$) が最も悪いことがわかる。また、ねじれ1自由度自由振動応答特性と比較して、その発現風速があまり変わらないことから、これらの断面はねじれフラッター主導型のフラッター特性を示すことが考えられる。したがって、

同じ断面辺長比 B/D を持つ断面では、主桁形状を変化させてもフラッター発現風速が著しく変化するわけではなく、その影響は小さいことがわかる。以上より、これら同じ位置に主桁を有する端 2 主桁断面の基本的な断面における主桁形状変化が及ぼす空力特性の影響についてまとめると、図 3-3-8 に示すように渦励振応答特性への影響は大きく、フラッター特性への影響は小さいことが明らかになった。

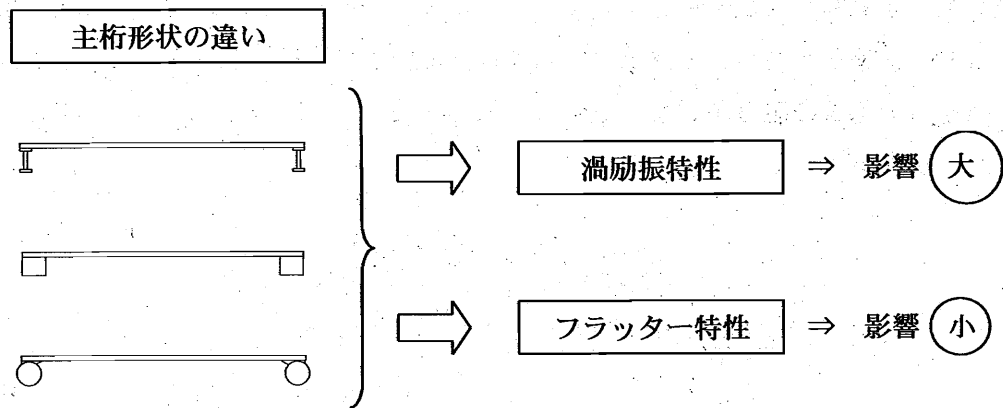


図 3-3-8 端 2 主桁断面の主桁形状変化に及ぼす空力特性のまとめ ($\alpha=0^\circ$)

3. 4 I 桁断面の主桁位置変化にともなう空力応答現象

本節ではI桁断面、箱桁断面、円柱桁断面のなかで、 π 型断面として基本の断面となるI桁に着目し、その主桁位置の違いによる基本的空力特性について考察する。

【静的空気力特性】

図 3-4-1 に示すように I 桁断面における主桁位置の違いによるモーメント係数 C_M 分布曲線について比較する。モーメント係数 C_M 曲線の勾配が正勾配から負勾配に転じるピークを示す迎角が、 $c/B=0.013$ の断面では風速 $V=6\text{m/s}$ で迎角 $\alpha=+2^\circ$ 、 $V=12\text{m/s}$ で迎角 $\alpha=0^\circ$ とばらつきが見られるものの、 $c/B=0.167$ で迎角 $\alpha=+3^\circ \sim +4^\circ$ であり、主桁位置が内側になるにつれて、そのピークがやや高迎角側に移行する傾向が見られる。また、ピークでの C_M 値も大きくなる傾向にあり、それにともなって迎角 $\alpha=0^\circ$ 付近における C_M 曲線の勾配 $dC_M/d\alpha$ の値が桁位置を内側にするほど次第に大きくなり、迎角 $\alpha=0^\circ$ 付近でのねじれフラッターに対する安定性が増すと予想される。このように迎角 $\alpha=0^\circ$ 付近における C_M 曲線の勾配 $dC_M/d\alpha$ の値が大きくなる理由は、下面からの剥離せん断層と上流側主桁との干渉によるものと推測され、床版端下面からの剥離せん断層が主桁側面に再付着することにより圧力回復が起こり、頭上げにモーメントが作用したためと考えられる (図 3-4-2)。なお、このことは第 4 章で述べる非定常圧力特性から、張り出した床版端下面が正圧になっていることから裏付けられると考えられる。

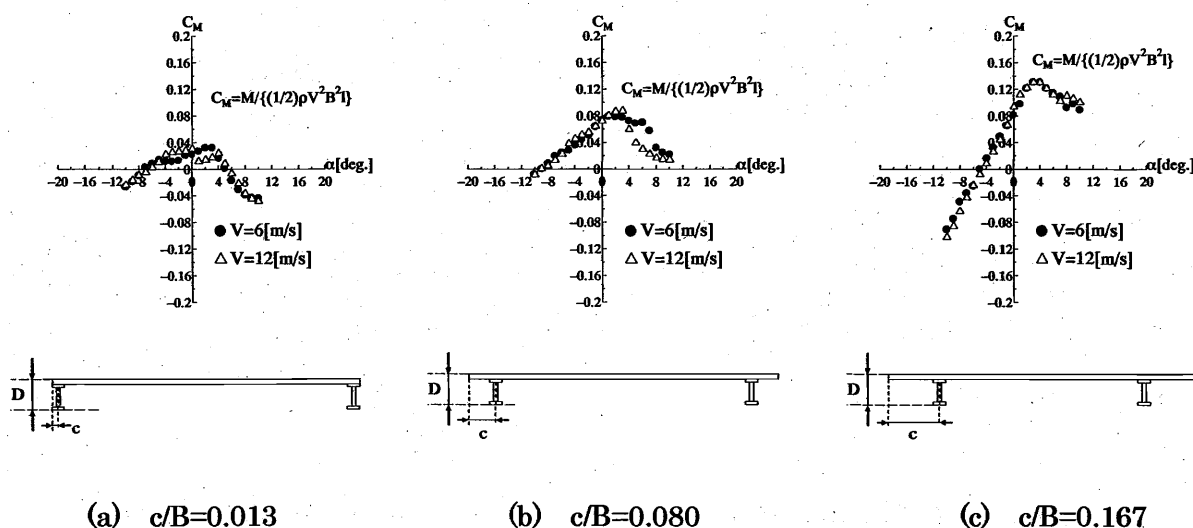


図 3-4-1 I 桁断面の静的モーメント係数 C_M 分布 ($B/D=10$)

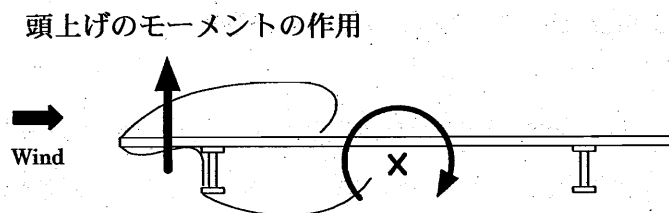
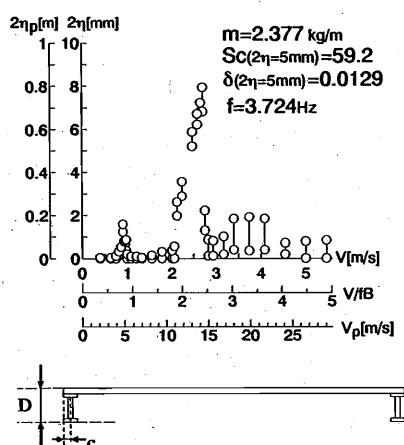


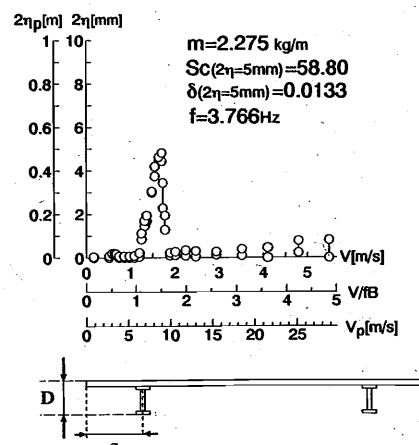
図 3-4-2 主桁位置を内側に配した I 桁断面の静的モーメント作用図

【自由振動応答特性】

次に主桁位置の変化による自由振動応答特性について述べる。はじめに、たわみ 1 自由度における自由振動応答特性を図 3-4-3 に示す。I 桁断面では、断面辺長比 $B/D=10$ の主桁位置を $c/B=0.013, 0.167$ に配した場合の 2 種類について測定した。主桁を最外の $c/B=0.013$ に設置した場合、無次元風速 $V/fB=0.8$ 付近で倍振幅約 2.0mm の渦励振、さらに無次元風速 $V/fB=1.7$ 付近から発現して、無次元風速 $V/fB=2.4$ 付近で最大倍振幅が約 8.0mm となる渦励振が発現している。一方、主桁を内側に配置した断面 $c/B=0.167$ では無次元風速 $V/fB=0.6$ 付近で、かなり応答振幅の小さい渦励振、さらに無次元風速 $V/fB=1.1$ 付近では最大倍振幅約 5.5mm の渦励振が発現し、主桁を外側に配置した断面よりも安定化している。このように最大応答振幅の観点から、主桁を内側に配置することでたわみ渦励振は安定化することがわかる。本章ではこれら渦励振の基本的な応答特性を述べることにし、これらの渦励振の種類および発現風速の考察は第 4 章で述べることにする。



(a) I 桁断面($c/B=0.013$)



(b) I 桁断面($c/B=0.167$)

図 3-4-3 たわみ渦励振に及ぼす主桁位置変化の効果 (I 桁断面, $B/D=10$, $\alpha=0^\circ$)

また、箱桁断面および円柱桁断面（図 3-4-4）についても最大応答振幅の観点から主桁位置を内側に配置することによって安定化する。

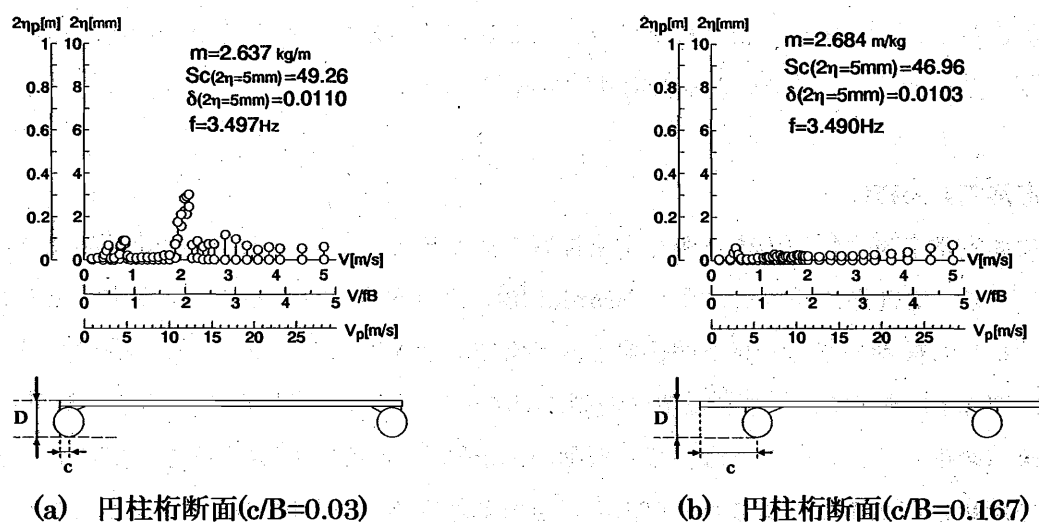


図 3-4-4 たわみ渦励振に及ぼす主桁位置変化の効果（円柱桁断面， $B/D=9.4$ ， $\alpha=0^\circ$ ）

次に主桁位置の違いによるねじれ 1 自由度の自由振動応答特性について述べる。図 3-4-5 に示すように主桁位置を内側に設置することで渦励振の発現風速域も最大応答振幅も変化し、主桁位置のねじれ渦励振特性に及ぼす影響が大きいことがわかる。さらに、ねじれフ

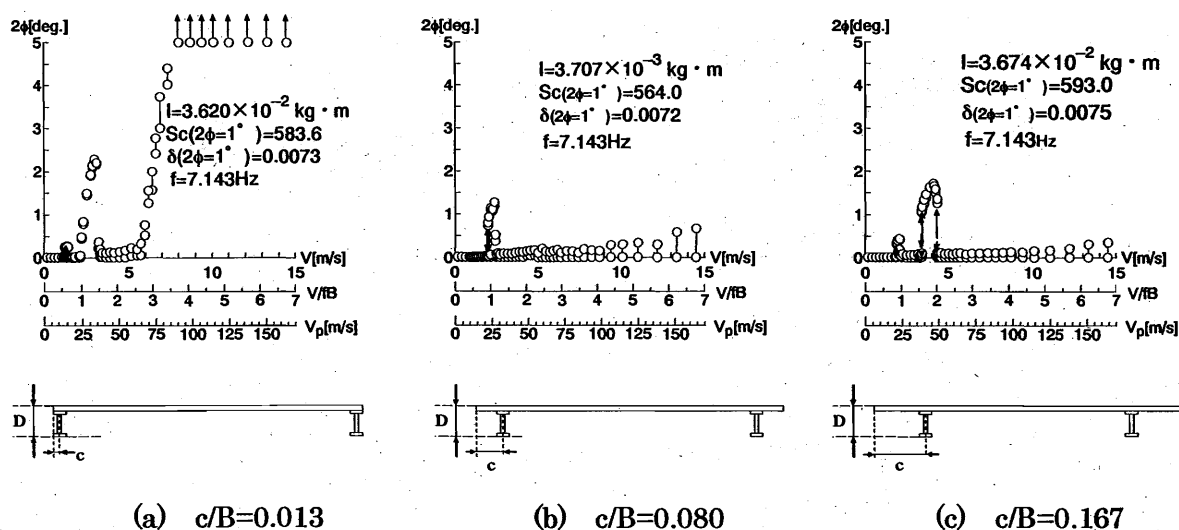
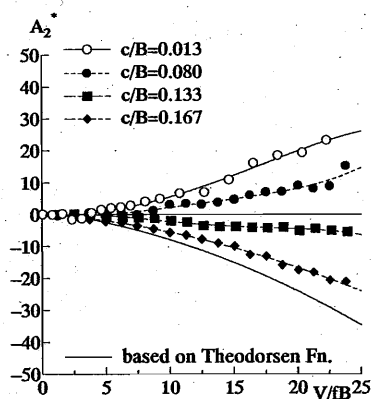


図 3-4-5 ねじれ振動に及ぼす主桁位置変化の効果（ $B/D=10$ ， $\alpha=0^\circ$ ）

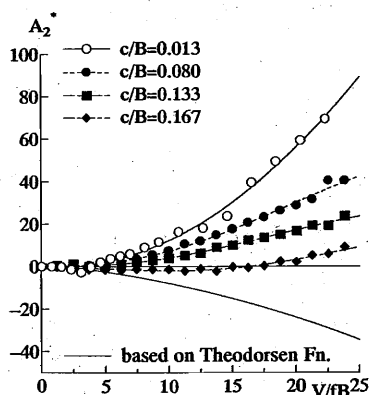
ラッター特性について、主桁位置を少し内側に設置するだけで飛躍的にねじれフラッターの発現風速が上昇し、安定化することが確認できる。このことは、Alex Fraser 橋 (1986, 465m) の主桁断面を対象とした Irwin の耐風応答評価[1]や久保ら[11][12]の研究においても確認されている。また、ねじれフラッターが安定化する原因と主桁をさらに内側に入れたフラッター特性についての考察は第4章で詳しく行う。

【非定常空気力特性】

次に非定常空気力特性の観点から主桁位置を変えることによる空力的な効果について述べる。ここでも前節で述べたように Scanlan[6]により提唱された8つの非定常空気力係数のうちねじれ振動の空力減衰に関係する非定常空気力係数 A_2^* について各主桁断面で比較する。図 3-4-6 を見ると、主桁位置を内側に配置するにつれて連続的に A_2^* の分布が正值から負値へ変化する。このことはねじれ振動が主桁位置を内側に配置することで安定化することを意味し、前述したねじれ1自由度自由振動応答特性と合致する。つまり、このような端2主桁断面の耐風特性を考える上で主桁位置は非常に重要な要素となる。ただし、図 3-4-6 で示した主桁位置($c/B=0.167$)から、さらに内側に配置した断面の空力特性については第4章で考察することにする。また、正迎角 ($\alpha=+2^\circ$) においても同様に連続的にその分布は変化するものの、迎角 $\alpha=0^\circ$ で安定化傾向を示していた主桁位置 $c/B=0.133$ および 0.167 の断面で高風速域において A_2^* が負から正へと変換し、ねじれ振動に対して不安定化



(a) $\alpha=0^\circ$



(b) $\alpha=+2^\circ$

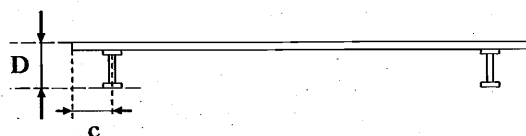


図 3-4-6 主桁位置を変化させたときの非定常空気力係数 A_2^* の比較 ($B/D=10$)

傾向を示す。このように迎角 α による変化に対しても空力的に非常に敏感な特性を有することが言える。

さらに、これらの断面での非定常空気力測定実験により得られた非定常空気力係数から複素固有値解析を行い、ねじれ・たわみ 2 自由度におけるフラッター発現風速を求めた。主桁位置の変化によるフラッター発現風速について断面辺長比 $B/D=10$ の I 桁断面の主桁位置 c とフラッター発現風速[m/s]との関係を図 3-4-7 に示す。負迎角側ではばらつきはあるものの主桁を内側に配置することで迎角 $\alpha=0^\circ$ を含む負迎角でフラッター発現風速が大きくなり、主桁位置を内側に配置することで安定化することがわかる。一方、正迎角では明確な安定化傾向はなく、迎角 $\alpha=0^\circ$ よりも不安定化傾向を示し、迎角 $\alpha=+6^\circ$ では、あまり主桁位置によってフラッター発現風速に変化はないことがわかる。このことから、迎角 α の変化に対しても敏感な特性を示すため、実際の斜張橋へ適用する場合は迎角の影響も考慮することが重要である。なお、迎角の違いによるこれら空力特性の違いは、第 4 章で非定常圧力特性の観点から考察することにする。以上より、 π 型断面である端 2 主桁断面では、主桁位置変化が及ぼす空力特性への影響は大きく、特に主桁を内側に配置させることが渦励振およびねじれフラッターを飛躍的に安定化させていることがわかる。

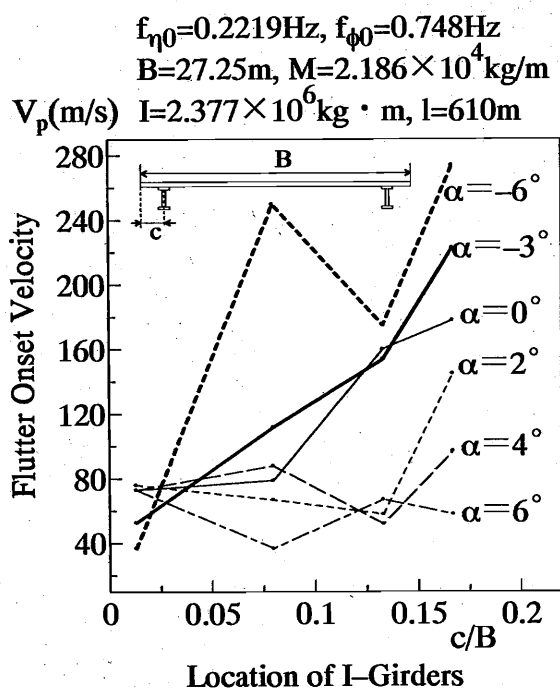


図 3-4-7 フラッター発現風速[m/s]と主桁位置 c の関係 ($B/D=10$)

3. 5 風の傾斜角の影響および乱流中における空力振動応答の挙動

橋梁に作用する風は必ずしも真横(迎角 $\alpha=0^\circ$) からや乱れのない一様流だけではない。特に日本のように急峻な山が入り組んだ地形では特有の局地風があり、桁に対する吹き上げの風 ($\alpha>0^\circ$) や吹き下ろしの風 ($\alpha<0^\circ$)、さらに乱れを持った風が作用することが多い。本節ではI桁断面に着目し、迎角による空力特性の効果や乱流効果について定性的な特性に関する検討を加えた。

はじめに、風の傾斜角(迎角 α) が変化したときの、 π 型断面である端2主桁断面における自由振動応答特性について述べる。それら自由振動応答特性を図3-5-1に示す。ねじれフラッターについて、負迎角 $\alpha=-3^\circ$ でのねじれフラッター発現風速は、他の迎角のフラッター発現風速に比べ、無次元風速 $V/B=2.5$ 付近まで低下し、前節で述べた複素固有値解析結果と一致する。また、高風速域で振動が安定化する風速限定型のねじれフラッターとなることが明らかになった。以上より、このような π 型断面では迎角に対して異なるフラッター特性を持つことが考えられる。特に負迎角で、このように高風速側にてねじれ振動が安定化する理由については第4章で考察する。

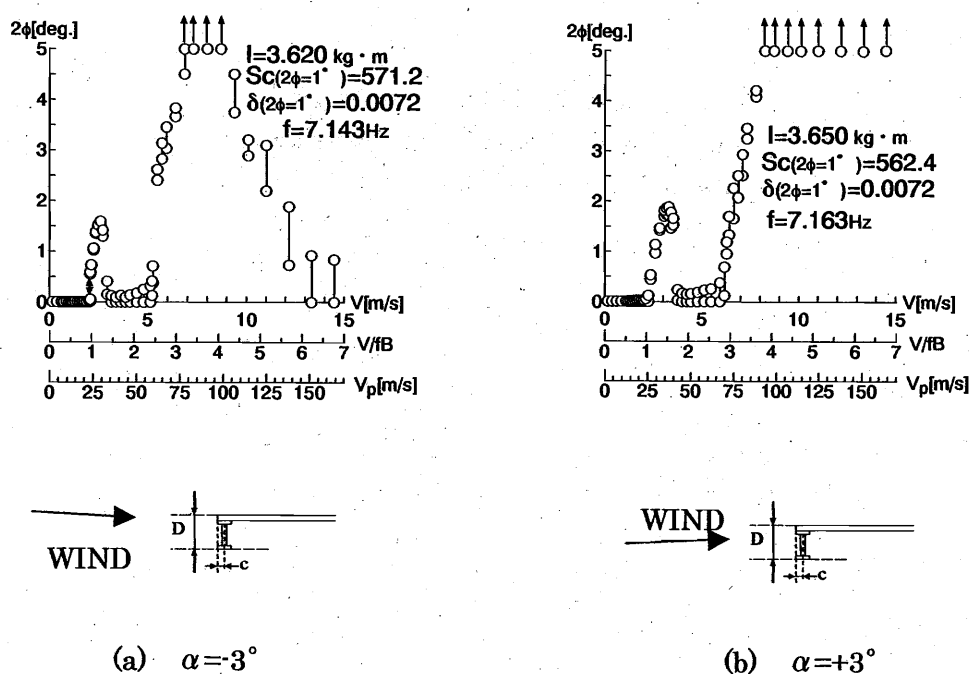
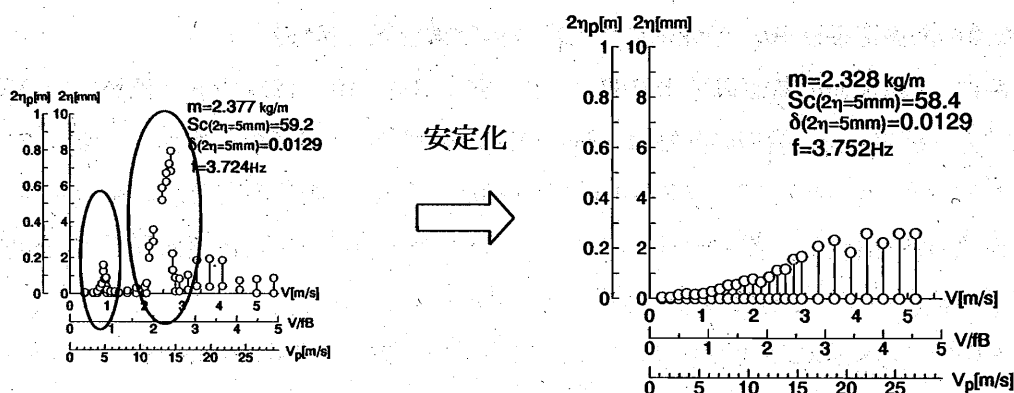


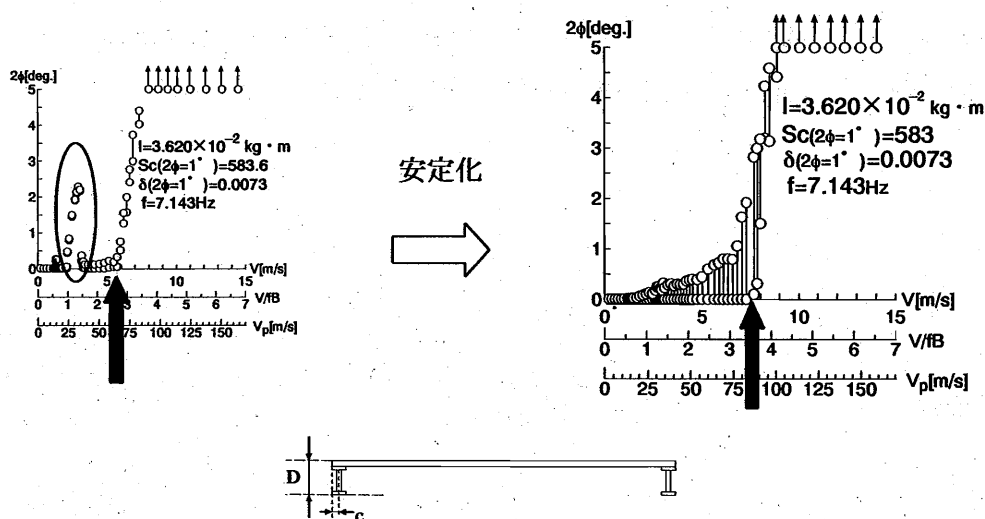
図 3-5-1 I桁断面のねじれ振動特性に及ぼす迎角特性 ($B/D=10$)

次に低強度の乱流 ($I_u=6.8\%$) を格子乱流にて発生させ、その乱流中における渦励振応答特性の変化を図3-5-2に示す。たわみおよびねじれ1自由度とも迎角は $\alpha=0^\circ$ とする。

$I_u=6.8\%$ の比較的強度の低い乱流中では、主桁位置によらず、定常な振幅で発現する渦励振は消滅し、安定化する。しかし、一様流中では見られなかったバフエッティング振動が発現する。ねじれフラッターの発現風速は一様流中で無次元風速 $V/fB=2.7$ 付近であるのに対し、その乱流中では無次元風速 $V/fB=3.5$ 付近と高風速側に移動し、やや安定化する。このように π 型断面である端 2 主桁断面の乱流中においては空力的に安定化する傾向が示唆されるが、本研究ではある特殊な乱流中のみの定性的な評価にとどめておくこととする。



(a) たわみ 1 自由度における自由振動応答特性 ($I_u=6.8\%$, $c/B=0.013$, $\alpha=0^\circ$)



(b) ねじれ 1 自由度における自由振動応答特性 ($I_u=6.8\%$, $c/B=0.013$, $\alpha=0^\circ$)

図 3-5-2 I 桁断面の乱流中 ($I_u=6.8\%$) における自由振動応答特性 ($B/D=10$, $\alpha=0^\circ$)

3. 6 端 2 主桁断面の空力特性に及ぼす断面辺長比（主桁高）の影響

矩形断面や H 型断面においても断面辺長比 B/D の違いにより、様々な面でその空力特性に影響を及ぼすため、本節では π 型断面（端 2 主桁断面）の断面辺長比の違いによる空力的影響について、非定常空気力特性の観点から考察する。

【I 桁断面の断面辺長比 B/D の変化にともなう非定常空気力特性】

はじめに、I 桁断面の断面辺長比 $B/D=3, 5, 6.7, 8.6, 10, 12.5$ の計 6 種類について非定常空気力を測定した。模型の詳細は Appendix に記載する。前節から述べているように端 2 主桁断面はねじれフラッターが発現することから、ねじれ振動の空力減衰を示す非定常空気力係数 A_2^* に着目し、考察することにする。たわみ・ねじれ 2 自由度振動系での複素固有値解析の結果についても合わせて考察を加える。

各断面のねじれ振動の空力減衰を示す非定常空気力係数 A_2^* の風速分布を図 3-6-1 に示す。全ての迎角において断面辺長比 B/D が増加するに従い、 A_2^* が正值となる風速域、すなわちねじれ振動が不安定化する風速域が上昇する傾向が見られる。迎角 $\alpha=6^\circ$ の場合、断面辺長比 $B/D=3$ 以外の断面において、 A_2^* が低風速域で一度、正值をとるが高風速域で再び負値を示す。これは高風速域でねじれ振動が安定化する、いわゆるねじれ振動の風速限定型の特性を示すことを表している。このことは前節で述べた負迎角における自由振動応答特性とも一致する。また、再び負値をとる風速域は断面によりあまり変化せず、無次元風速 $V/IB=8.0$ 付近から負値を示す。迎角 $\alpha=6^\circ$ の断面辺長比 $B/D=12.5$ の断面では A_2^* が正值となる風速も高く、正值を示す風速の範囲もわずかであり、最も安定化する傾向を示す。

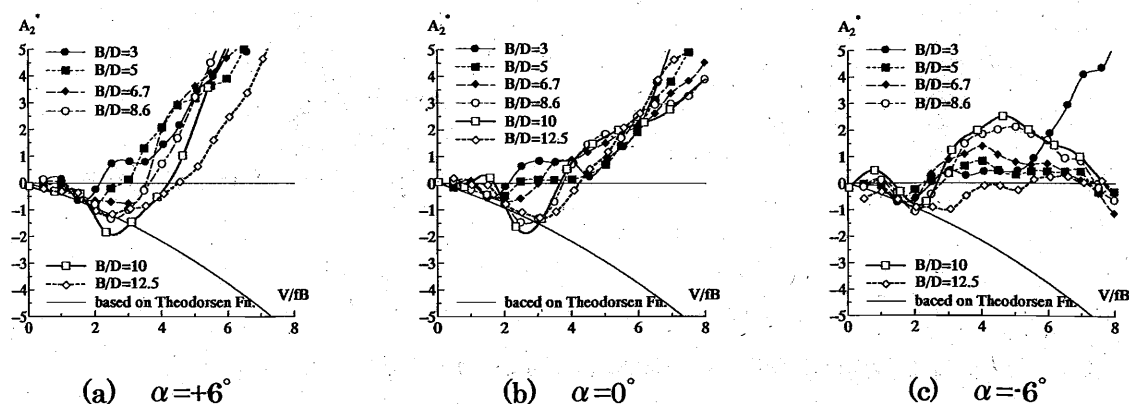


図 3-6-1 断面辺長比 B/D の異なる I 桁断面の非定常空気力係数 A_2^*

断面辺長比 $B/D=8.6$, 10 の断面では, A_2^* が正值にかわる風速域が正迎角と負迎角によって異なり, 負迎角の時に, より低風速域で負値を示す. このことから, 正迎角時に比べ, 負迎角時に低風速側でねじれ振動が発現し, 空力的に不安定化することが言える.

以上より, 迎角 $\alpha=0^\circ$ を含めた正迎角において, 断面辺長比の増加にともない, ねじれ振動がほぼ一様に安定化することがわかる. 一方, 負迎角において, そのような傾向は見られないものの, 正迎角に比べ, ねじれ振動の発現風速の観点から不安定化する傾向がある. したがって, 空力的には桁高は小さくする方が耐風安定性を確保しやすいことが明らかとなった.

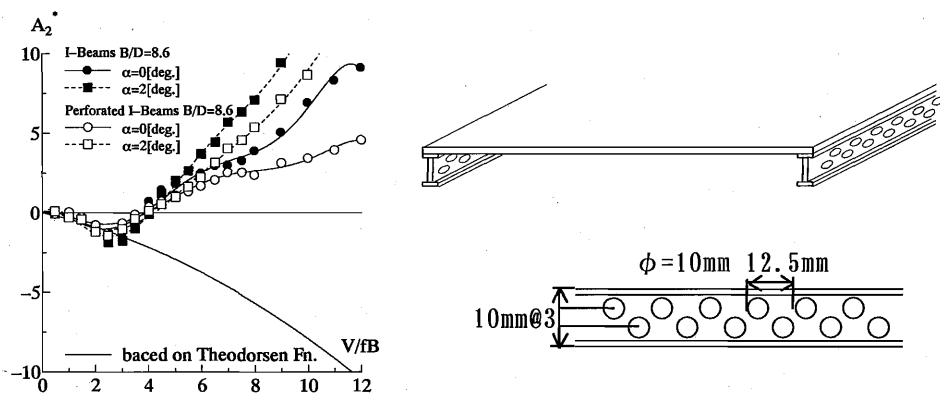


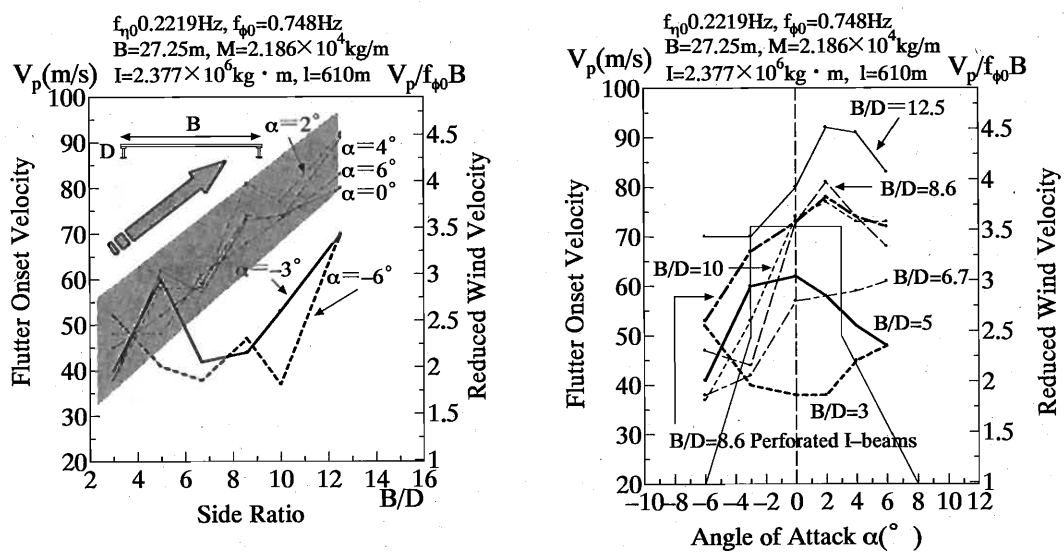
図 3-6-2 孔あき I 桁断面の模式図と非定常空気力係数 A_2^* ($B/D=8.6$, $\alpha=0^\circ$, $+2^\circ$)

次に I 桁の外側と内側の圧力差を緩和する目的で主桁ウェブに孔を開けた主桁形状を考案した. 断面辺長比 $B/D=8.6$ の I 桁断面の主桁ウェブに模型寸法上 $\phi=10\text{mm}$ (実橋では $\phi=1,000\text{mm}$) の円形の孔を千鳥に開口した I 桁 (以下, 孔あき I 桁) を用意し, 非定常空気力を測定した. 充実率は 89% (欠損率は 21%) である. 断面辺長比 $B/D=8.6$ の I 桁と孔あき I 桁の非定常空気力係数 A_2^* の比較を図 3-6-2 に示す. I 桁と孔あき I 桁を比べ, 高風速域で孔あき I 桁の A_2^* の値が小さくなり, ねじれ振動に対する安定化傾向が見られるが, A_2^* が正值を示し始める風速域に大きな変化はなく, フラッター発現風速における安定化効果は小さいことがわかる. このことは, ねじれ振動が発現する風速域では主桁周りに空気の流れが形成されているため, つまり, ベルヌーイの定理より主桁周りに流速を有するため, 主桁の内側と外側での圧力が保たれ, 主桁内側で圧力回復が行われなかった可能性を示唆しているものと考えられる.

次にフラッター発現風速 $[\text{m/s}]$ と断面辺長比 B/D 及び迎角 α の関係を図 3-6-3 に示す. こ

これらの図より迎角 $\alpha=0^\circ$ を含めた正迎角において、断面辺長比 B/D の増加にともない発現風速が上昇し、フラッターが安定化する。一方、負迎角では、断面辺長比 $B/D=6.7$ 以上の辺長比を持つ断面において、正迎角の発現風速よりもかなり小さい風速域で不安定化するが、正迎角に見られるような断面辺長比との明確な傾向は見られない。また、断面辺長比 $B/D=8.6$ 以上の辺長比を持つ各断面では、迎角 $\alpha=+2^\circ$ で発現風速が最も大きく、そこでピークを持つことが言え、断面辺長比 $B/D=3$ の断面では、逆に迎角 $\alpha=+2^\circ$ で発現風速が最も小さく、迎角 $\alpha=-6^\circ$ 、迎角 $\alpha=+6^\circ$ にかけて上昇することがわかる。

実橋断面への適用という観点から、図 3-6-3(b)に東神戸大橋の耐風設計基準限界風速ライン[13]も合わせて図中に示す。これを見ると正負問わず、高迎角側 ($\alpha>3^\circ$) では全ての断面において限界風速以上にあり、基準を上回っているが、迎角 $\alpha=0^\circ$ では断面辺長比 $B/D \leq 6.7$ の断面で、さらに迎角 $\alpha=-3^\circ$ では全ての断面で基準を下回り、これらの断面および迎角については、何らかの耐風対策が必要であると考えられる。



(a) 桁高とフラッター発現風速との関係 (b) 迎角とフラッター発現風速との関係

図 3-6-3 I 桁断面のフラッター発現風速[m/s]と断面辺長比 (B/D) および迎角 α の関係

以上より、 π 型断面である端 2 主桁断面では負迎角を除き、主桁高は小さいほど空力的に安定化する傾向があることが明らかとなった。実橋を想定した場合、例えば 72m/s のフラッター照査風速をクリアさせるためには、断面辺長比 $B/D=8.6$ 以上に桁高を抑えること

が一つの目安となることがわかる。ただし、このような π 型断面を実橋に適用する際には断面によっては負迎角に対する空力的な制振対策が必要となることが示唆される。なお、今回の複素固有値解析では純粋に形状による空力特性の比較を調べるために、全ての断面において同じ諸元値を用いた。

【箱桁断面の断面辺長比 B/D の変化にともなう非定常空気力特性】

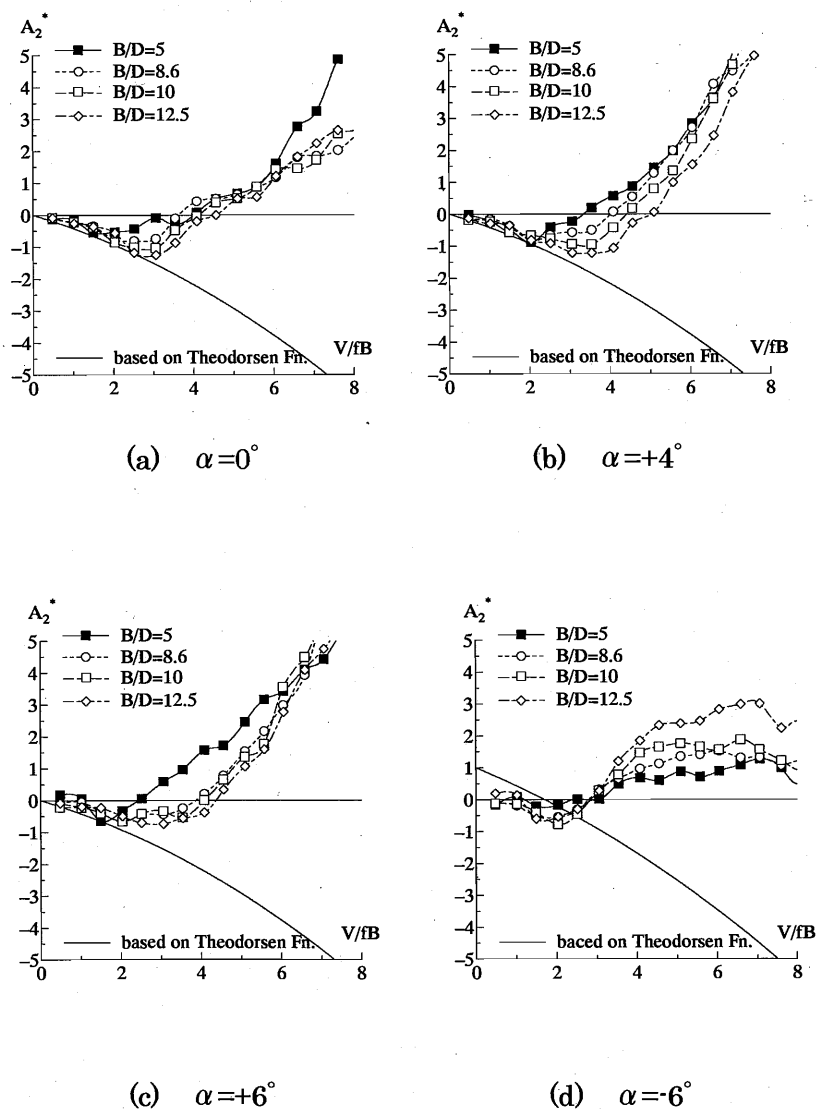
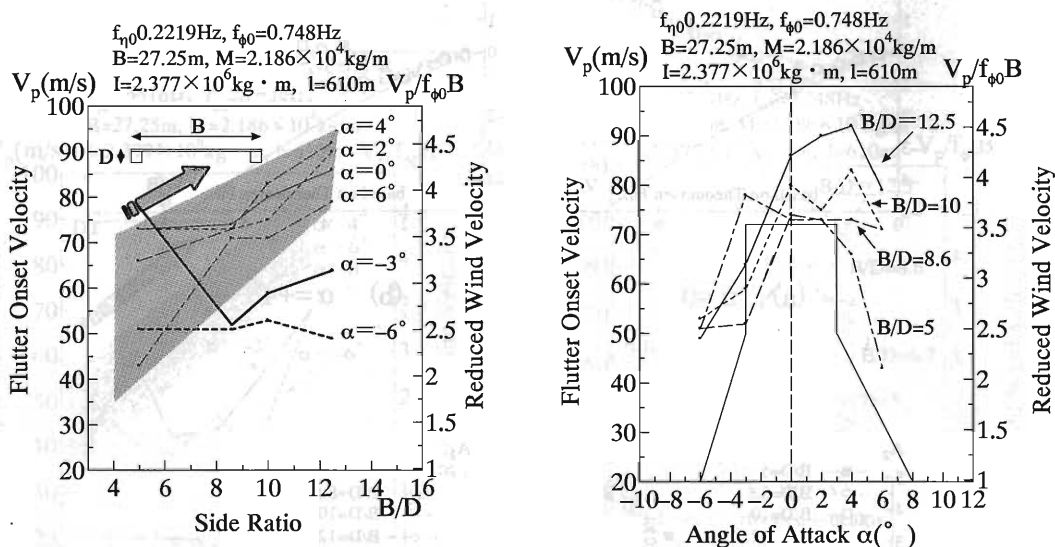


図 3-6-4 断面辺長比 B/D の異なる箱桁断面の非定常空気力係数 A_2^*

箱桁断面については断面辺長比 $B/D=5, 8.6, 10, 12.5$ の4種類について非定常空気力を測定した。模型の詳細は Appendix に記載する。また、I 桁同様、ねじれ振動の空力減衰を示す非定常空気力係数 A_2^* に着目し、考察を行う。たわみ・ねじれ2自由度振動系でのフラッター発現風速についても合わせて考察を加える。

各断面における非定常空気力係数 A_2^* の風速分布についてまとめたものを図 3-6-4 に示す。箱桁断面では、 A_2^* の分布曲線から、迎角 $\alpha=+4^\circ, +6^\circ$ の正迎角において断面辺長比 B/D が大きくなるにつれて、ねじれ振動が安定化する傾向を示す。一方、迎角 $\alpha=0^\circ$ や迎角 $\alpha=-6^\circ$ では断面辺長比 B/D によらず、ほぼ同じ風速域からねじれ振動の不安定化を示す。迎角 $\alpha=-6^\circ$ では、I 桁断面と同様に高風速側で安定化する風速限定型振動の特性を示すことが考えられる。



(a) 桁高とフラッター発現風速との関係 (b) 迎角とフラッター発現風速との関係

図 3-6-5 箱桁断面のフラッター発現風速[m/s]と断面辺長比 (B/D) および迎角 α の関係

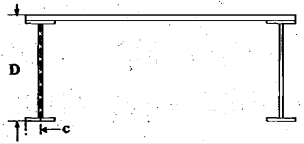

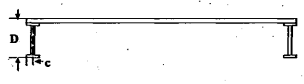
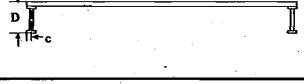


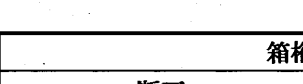
フラッター発現風速[m/s]と断面辺長比 B/D 及び迎角 α の関係を図 3-6-5 に示す。I 桁同様、迎角 $\alpha=0^\circ$ を含めた正迎角において、断面辺長比 B/D の増加にともない発現風速が上昇し、安定化することがわかる。一方、負迎角では、そのような傾向はなく、正迎角よりも低い風速域でフラッター振動が発現し、不安定化していることがわかる。断面辺長比 $B/D=10$ 以上の各断面では迎角 $\alpha=+4^\circ$ に、また、断面辺長比 $B/D=8.6$ では迎角 $\alpha=+2^\circ$ に

発現風速が最も大きくなるピークを持ち、迎角 $\alpha=0^\circ$ よりもやや正迎角で発現風速が上昇することがわかる。例えば、東神戸大橋の耐風設計基準限界風速ライン[13]と比べると、I 桁同様、迎角 $\alpha=3^\circ$ において断面辺長比 $B/D=8.6$ の断面を除き基準を下回ることがわかる。最後にフラッター発現風速[m/s]の一覧表を表 3-6-1 に示す。

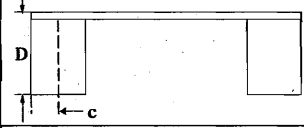

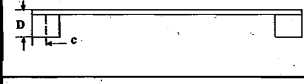
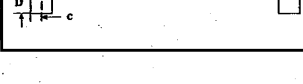
以上より、箱桁断面においても I 桁断面と同様に断面辺長比が大きくなるにつれて、耐フラッター性能が向上する傾向にあることが明らかとなった。また、I 桁断面と同様に負迎角を除き、例えば 72m/s のフラッター照査風速をクリアさせるためには断面辺長比 $B/D=8.6$ 以上に桁高を抑える必要があると言え、このことから同じ断面辺長比を有する断面において主桁形状変化に対する空力特性、特にフラッター特性へ及ぼす影響が小さいことがわかる。

表 3-6-1 複素固有値解析による発現風速の一覧表

[m/s]

I桁断面				迎角					
断面	B/D	D(mm)	c(mm)	-6°	-3°	0°	+2°	+4°	+6°
	3	100	16	52	40	38	38	45	48
	5	60	9	41	60	62	58	52	48
	6.7	45	7	38	42	57	58	59	61
	8.6	35	5	47	44	73	81	74	68
	10	30	4	37	53	74	77	73	73
	12.5	24	3	70	70	80	92	91	83
	8.6	35	5	53	67	73	78	74	72

[m/s]

箱桁断面				迎角					
断面	B/D	D(mm)	c(mm)	-6°	-3°	0°	+2°	+4°	+6°
	5	60	30	51	78	73	73	66	43
	8.6	35	18	51	52	74	73	73	71
	10	30	15	53	59	80	75	83	71
	12.5	24	12	49	64	86	90	92	79

※全ての断面において中央支間長が 600m 級の長大斜張橋の諸元値を用いて算出。

※ $B=27.25\text{m}$, $f_{\eta 0}=0.2219\text{Hz}$, $f_{\phi 0}=0.748\text{Hz}$, $m=2.186 \times 10^4\text{kg/m}$, $I=2.277 \times 10^6\text{kg}\cdot\text{m}$

<参考文献>

- [1] Irwin, H.P. : Wind Tunnel Test of Long Span Bridges, Proc. IABSE Congress Vancouver, pp.689-696, 1984.
- [2] 松本 勝, 大東義志, 陳 新中, 市川靖生, 平川 淳, 武内隆文 : 長大斜張橋端 2 主桁基本断面の空力特性, 第 15 回風工学シンポジウム論文集, pp.395-400, 1998.
- [3] 松本 勝, 石崎 浩, 白土博通, 陳 新中, 大東義志, 吉住文太 : 斜張橋 2 箱桁断面の空力特性, 第 14 回風工学シンポジウム論文集, pp.569-574, 1996.
- [4] 社団法人日本鋼構造協会 : 構造物の耐風工学
- [5] Kubo, Y., Hirata, K. and Mikawa, K. : Mechanism of aerodynamic vibrations of shallow bridge girder sections, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamic, Vol.41-44, pp.1297-1308, 1992.
- [6] Scanlan, R.H., Beliveau, J.G. and Budlong, K.S., Indicial Aerodynamic Functions for Bridge Decks, Journal of the Engineering Mechanics Division, Proc. of ASCE., Vol.100, EM4, August, pp.657-672, 1974.
- [7] Matsumoto, M., Shirato, H. and Hirai, S. : Torsional Flutter Mechanism of 2-D H-Shaped Cylinders and Effect of Flow Turbulence, Proc. of 8th ICWE, 1992.
- [8] 伊藤靖晃, 松本 勝, 水野恵介, 大窪一正, 金 起男 : 矩形断面のねじれフラッター特性に関する考察, 土木学会第 60 回年次学術講演会概要集, pp.579-578, 平成 17 年 9 月
- [9] Novak, M. : Galloping Oscillations of Prismatic Structures, Journal of the Engineering Mechanics Division, Proc. of ASCE, Vol.98, EM1, 1972.2
- [10] 白石成人, 松本 勝 : 充実構造断面の渦励振特性に関する基礎的考察, 第 6 回風工学シンポジウム論文集, pp.317-324, 1980.
- [11] 古賀 貴, 久保喜延, 岡本有造, 貞島健介, 山口栄輝 : 斜張橋用 2 主桁断面の空力特性について, 日本風工学会論文集, No.79, pp.65-66, 1999.
- [12] 久保喜延, 木村吉郎, 山口栄輝, 加藤九州男, 貞島健介, 岡本有造 : 2 主桁橋の空力弾性振動メカニズムに関する研究, 第 16 回風工学シンポジウム論文集, pp.357-362, 2000.
- [13] 阪神高速道路公団 : 東神戸大橋工事誌 (5 号湾岸線), 1994.

第4章 端2主桁断面 (Edge Girder) の渦励振およびフラッターの発現機構

4. 1 概 説

π 型断面である端2主桁断面の幾何学形状変化による基本的な空力振動特性について第3章で考察した。その端2主桁断面の基本的な空力特性から下面の幾何学形状変化（特に主桁位置の変化）によって、下面からの剥離流れが変化し、全体の安定性・不安定性を決定づけていることが推察できる。本章では、これらの基本的な空力振動特性を踏まえて、特に渦励振とフラッターの空力特性に着目し、各種風洞試験を行い、それら空力不安定現象における振動発生メカニズムについて考究する。

はじめに、第3章で述べたように主桁位置が変わることで渦励振の発現風速が変化し、また、最大応答振幅も主桁を内側に配置することで安定化傾向を示すため、4. 2節では π 型断面としての端2主桁断面における渦励振の応答特性に着目し、その発現風速から渦励振の発生機構について考察する。

4. 3節ではフラッター特性に着目し、その π 型断面が、どのようなメカニズムでねじれフラッターが発生するのか、断面側面の非定常圧力をもとにした非定常圧力特性や非定常空気力特性から振動発生メカニズムの解明を試みる。さらに過去の研究における矩形断面やH型断面の非定常圧力特性との比較や剥離せん断層の挙動から、主桁位置を内側に配置することでねじれフラッターが安定化する原因について考察する。

4. 4節では第3章で示した主桁位置の範囲 ($c/B \leq 0.167$) よりもさらに主桁位置を内側に配置することで、端2主桁断面のフラッター特性にどのような影響を及ぼすのか、主桁位置をパラメータに非定常空気力特性の観点から考察を加えた。

なお、本節を通して行った風洞試験における気流条件は一様流とする。

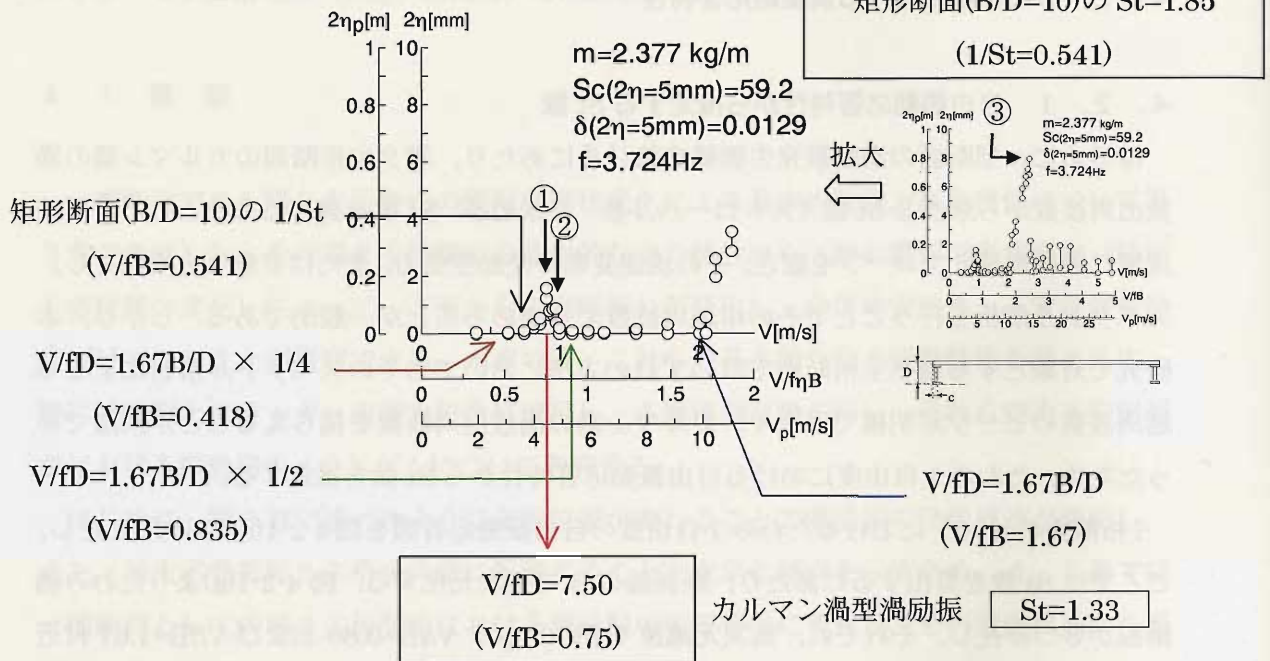
4. 2 π 型断面における渦励振応答特性

4. 2. 1 自由振動応答特性から推定する St 数

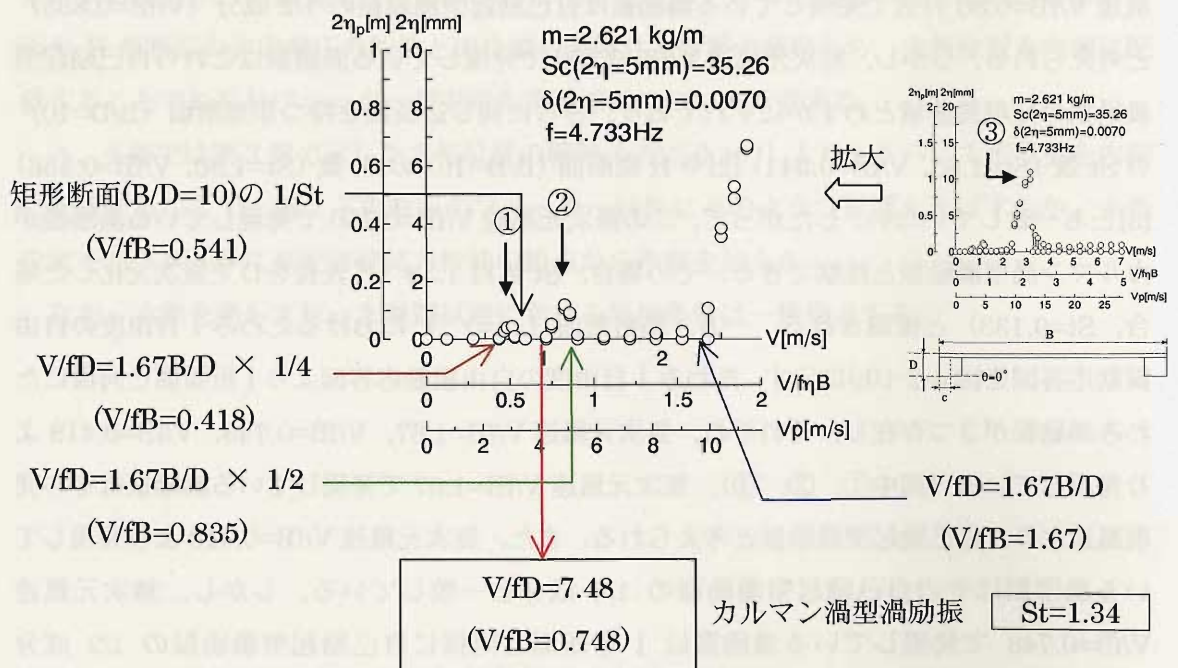
はじめに π 型断面の渦励振発生機構を論じるにあたり，端 2 主桁断面のカルマン渦の渦放出周波数から求まる St 数（ストローハル数）を求める．St 数を調べる方法として断面後流域に熱線風速計プローブを置き，その流速変動や変動空気力，または変動圧力を測定し，スペクトル解析を行うことでその卓越周波数より求めることが一般的である．しかし，本研究で対象とする端 2 主桁断面ではいずれの方法においてもそのスペクトル解析による卓越周波数のピークが明確ではなく，カルマン渦の渦放出周波数を捕らえることが困難であったため，たわみ 1 自由度における自由振動応答特性から St 数を推定する．

I 桁断面の $\alpha=0^\circ$ におけるたわみ 1 自由度の自由振動応答図を図 4-2-1(a)に示す．ただし，ここでは St 数を算出するにあたり，断面幅の B で無次元化する．図 4-2-1(a)よりたわみ渦励振が 3 つ存在し，それぞれ，無次元風速 $V/fB=0.750$ ， $V/fB=0.80$ および $V/fB=1.67$ 付近より発現している（図中①，②，③）．次節でも詳細に述べるが，無次元風速 $V/fB=1.67$ で発現している渦励振は自己励起型渦励振の発現風速[1]とされる $1.67B/D$ とその発現風速が一致しているため，前縁剥離渦に起因する自己励起型渦励振と考えられる．また，無次元風速 $V/fB=0.80$ 付近で発現している渦励振は自己励起型渦励振の 1/2 成分（ $V/fB=0.835$ ）と考えられる．しかし，無次元風速 $V/fB=0.750$ で発現している渦励振はこれら自己励起型渦励振の発現風速域とわずかにずれており，さらに同じ辺長比を持つ矩形断面（ $B/D=10$ ）の St 数（ $St=1.85$ ， $V/fB=0.541$ ）[2]や H 型断面（ $B/D=10$ ）の St 数（ $St=1.80$ ， $V/fB=0.556$ ）[3]とも一致していない．したがって，この無次元風速 $V/fB=0.750$ で発現している渦励振がカルマン渦型渦励振と推察できる．その場合，St 数は 1.33（代表長を D で無次元化した場合， $St=0.133$ ）と推測される．一方，箱桁断面（ $\alpha=0^\circ$ ）におけるたわみ 1 自由度の自由振動応答図を図 4-2-1(b)に示す．たわみ 1 自由度の自由振動応答図より I 桁断面と同様にたわみ渦励振が 3 つ存在し，それぞれ，無次元風速 $V/fB=1.67$ ， $V/fB=0.748$ ， $V/fB=0.418$ より発現している（図中①，②，③）．無次元風速 $V/fB=1.67$ で発現している渦励振はその発現風速より，自己励起型渦励振と考えられる．また，無次元風速 $V/fB=0.418$ より発現している渦励振はその自己励起型渦励振の 1/4 成分と一致している．しかし，無次元風速 $V/fB=0.748$ で発現している渦励振は I 桁断面と同様に自己励起型渦励振の 1/2 成分（ $V/fB=0.835$ ）とわずかにずれており，さらに同じ辺長比を持つ矩形断面（ $B/D=10$ ）の St 数（ $St=1.85$ ， $V/fB=0.541$ ）[2]とも一致していない．したがって，この無次元風速 $V/fB=0.748$ で発現している渦励振がカルマン渦型渦励振と考えられる．その場合，St 数は 1.34（代表長を D で無次元化した場合， $St=0.134$ ）と推測され，I 型断面と一致する．

(B で無次元化)

矩形断面($B/D=10$)の $St=1.85$ $(1/St=0.541)$ 

(a) I 桁断面の St 数の推定



(b) 箱桁断面の St 数の推定

図 4-2-1 端 2 主桁断面の自由振動応答特性からの St 数の推定 ($B/D=10$, $\alpha=0^\circ$)

以上より、断面辺長比 $B/D=10$ の端 2 主桁断面（I 桁断面および箱桁断面）は同じ辺長比を持つ矩形断面よりもやや小さいおよそ $St=1.33$ （ B で無次元化）と考えられる（表 4-2-1）。

表 4-2-1 断面辺長比 $B/D=10$ を有する各断面の St 数（ $\alpha=0^\circ$ ）

	B/D	St数(代表長:B)	St数(代表長:D)
矩形断面	10	1.85	0.185
端 2 主桁断面（ π 型断面）		1.33	0.133
H型断面		1.80	0.180

4. 2. 2 端 2 主桁断面における自己励起型渦励振の特性

本節では 3. 4 節で述べた端 2 主断面の主桁位置の違いによる自由振動応答特性のうち、特に自己励起型渦励振特性について考察する。

たわみ 1 自由度の自由振動応答図（図 4-2-2）を見ると、主桁を外側に配置した（ $c/B=0.013$ ）場合、無次元風速 $V/fB=0.8$ 付近で倍振幅約 2.0mm の渦励振、さらに無次元風速 $V/fB=1.7$ 付近で発現して、無次元風速 $V/fB=2.4$ 付近で最大倍振幅が約 8.0mm となる渦励振が発現している。一方、主桁を内側に配置した断面（ $c/B=0.167$ ）では無次元風速 $V/fB=0.6$ 付近で振動応答の小さい渦励振、さらに無次元風速 $V/fB=1.1$ 付近から発現した渦励振は最大倍振幅が約 5.5mm となり、主桁を外側に配置した断面（ $c/B=0.013$ ）よりも安定化している。

一方、ねじれ 1 自由度の自由振動応答図（図 4-2-3）を見ると、主桁を外側に配置した（ $c/B=0.013$ ）場合、無次元風速 $V/fB=0.6$ 付近で倍振幅約 0.5° の渦励振、さらに無次元風速 $V/fB=1.0$ 付近で発現した渦励振が最大倍振幅約 2.5° の応答を示す。一方、主桁を内側に配置した断面 $c/B=0.167$ では無次元風速 $V/fB=0.8$ 付近で最大倍振幅約 0.5° の渦励振、さらに無次元風速 $V/fB=1.5$ 付近では最大倍振幅約 2.0° の渦励振が発現し、ねじれ渦励振特性においても、主桁を内側に配置することで安定化することがわかる。

過去の研究[1]によれば、断面側面で生成される前縁剥離渦の断面を流下する速度が、接近流速の約 60%になることが解明されており、鉛直たわみならびにねじれ自己励起型渦励振の開始無次元風速はそれぞれ以下の式で示されるとしている。

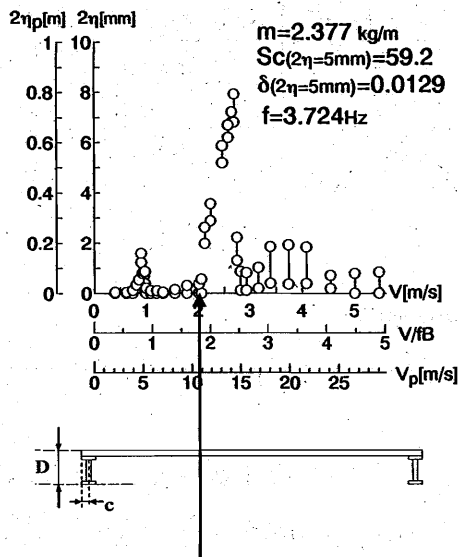
鉛直たわみ渦励振開始無次元風速：

$$V_{on} = (1/N) \cdot (1/0.6) \cdot (B/D) \tag{4.1}$$

ねじれ渦励振開始無次元風速：

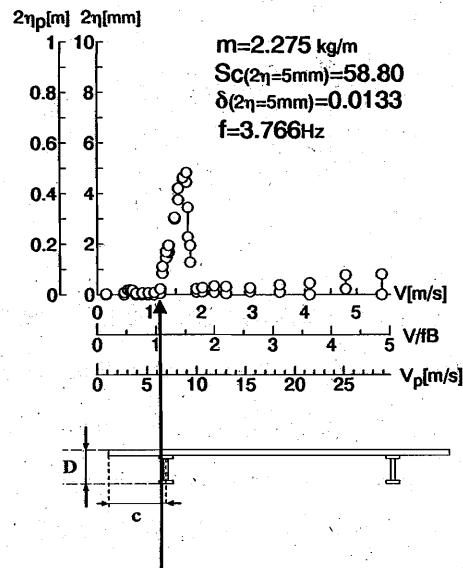
$$V_{on} = (2/(2N - 1)) \cdot (1/0.6) \cdot (B/D) \quad (4.2)$$

ただし、 $N=1, 2, 3 \dots$; B : 幅員, D : 桁高



$V/fB = 1.7$ (B で無次元化)

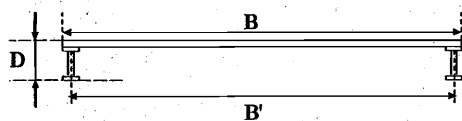
$V/fD = 17$ (D で無次元化)



$V/fB = 1.1$ (B で無次元化)

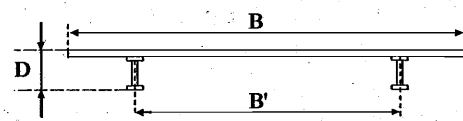
$V/fD = 11.0$ (D で無次元化)

たわみ渦励振の発現風速 $V/fD=1.67B/D$



$$B'/D = 9.73$$

$$1.67B'/D = V/fD = 16.2$$



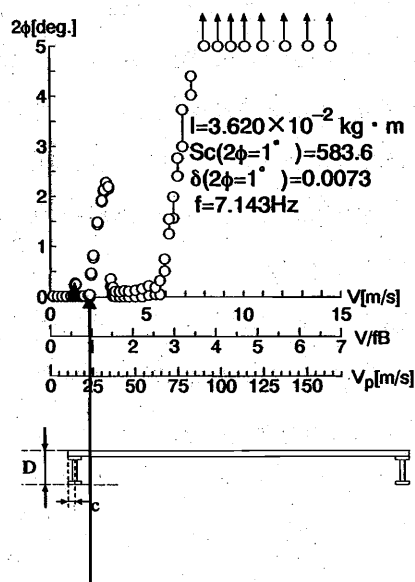
$$B'/D = 6.67$$

$$1.67B'/D = V/fD = 11.1$$

図 4-2-2 たわみ渦励振の発現風速の考察 (I 桁断面, $B/D=10$, $\alpha=0^\circ$)

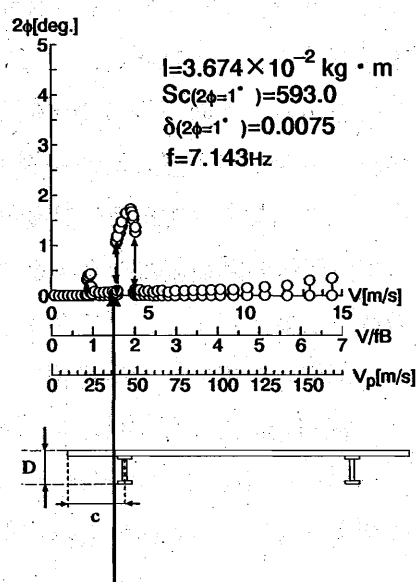
端 2 主桁断面の主桁を外に配置した断面 ($c/B=0.013$) ではたわみ渦励振の場合、無次元風速 $V/fB=1.7$ 付近で発現している渦励振が自己励起型渦励振の発現風速とされる式(4.1)の $1.67B/D$ の発現風速とほぼ一致しており、前縁剥離渦に起因する渦励振であると考えられる。

同様に、主桁を内側に配置した断面 ($c/B=0.167$) では無次元風速 $V/fB=1.1$ 付近からたわみ渦励振が発現しており、主桁間隔 B' を式(4.1)の B にとった場合、断面辺長比は $B/D=6.7$ となり、式(4.1)のたわみ渦励振開始風速の発現風速とほぼ一致する。



$V/fB = 1.0$ (B で無次元化)

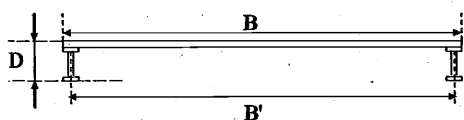
$V/fD = 10$ (D で無次元化)



$V/fB = 1.5$ (B で無次元化)

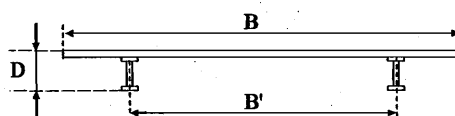
$V/fD = 15.0$ (D で無次元化)

ねじれ渦励振の発現風速 $V/fD=1.11B/D$



$$B'/D = 9.73$$

$$1.11B'/D = V/fD = 10.8$$



$$B'/D = 6.67$$

$$1.11B'/D \times 2 = V/fD = 14.8$$

図 4-2-3 ねじれ渦励振の発現風速の考察 (I 桁断面, $B/D=10$, $\alpha=0^\circ$)

一方、ねじれ渦励振の場合も同様に主桁を外に配置した断面 ($c/B=0.013$) では、無次元風速 $V/fB=1.0$ 付近で発現している渦励振が、自己励起型渦励振の発現風速とされる式(4.2)

の $1.11B/D$ ($N=2$) の発現風速とほぼ一致しており、前縁剥離渦による渦励振であると考えられる。同様に、主桁を内側に配置した断面 ($c/B=0.167$) でも無次元風速 $V/fB=1.5$ 付近からねじれ渦励振が発現しており、主桁間隔 B' を式(4.2)の B とした場合、断面辺長比は $B/D=6.7$ となり、式(4.1)のねじれ渦励振開始風速の発現風速とほぼ一致する。

このように π 型断面である端2主桁断面の渦励振特性として、その発現風速は下面の主桁間隔 B' を幅員方向にとった場合、自己励起型渦励振の発現風速 $1.67B/D$ 風速とほぼ一致する。このことから、上面からの渦生成よりも下面の剥離せん断層の巻き込みにより強い渦が生成され、下面から剥離した前縁剥離渦が支配的な渦励振となっているものと考えられる。したがって、端2主桁断面の渦励振応答特性は主桁間隔 B' によって発現風速が決定づけられ、断面全体の渦励振特性を決定づけるものと考えられる。

また、前章でも述べたように、主桁形状に関わらず桁を内側に配置すると最大振幅が小さくなり、主桁位置の違いによる影響も大きい。これは主桁を内側に配置した断面 ($c/B=0.167$) では前縁側主桁よりも床版が張り出しているため、主桁を外側に配置した断面 ($c/B=0.013$) よりも上面で形成される剥離せん断層が小さくなり、それに伴う上面からの前縁剥離渦の生成が弱められ、最大応答振幅が小さくなったものと考えられる (図 4-2-4)。

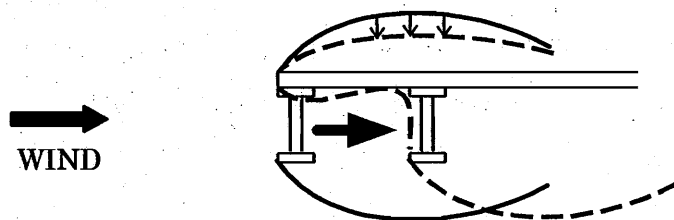


図 4-2-4 剥離せん断層の推定図 (I 桁断面, $\alpha=0^\circ$)

4. 3 π 型断面におけるフラッター発現機構

3. 4節で述べたように断面辺長比 $B/D=10$ の端2主桁断面において、主桁を外側に配置した場合 ($c/B=0.013$) と内側に配置した場合 ($c/B=0.167$) とでは、主桁を内側に配置した方 ($c/B=0.167$) が耐ねじれフラッター安定性が向上することが明らかになっている。本節ではこれらの基本的な空力振動特性をもとに、 π 型断面のねじれフラッター発現機構を明らかにし、さらに、主桁を内側に配置することによる動的特性の安定化傾向、特にねじれフラッターが安定化する機構を明らかにするため、断面側面の非定常圧力を測定し、その流れ場から考察を行った。

第3章で基本的な空力特性の把握により、端2主桁断面はねじれ振動の卓越するフラッター特性を示すことが明らかになっているため、以下については、ねじれ1自由度強制加振による非定常圧力測定結果に着目して考察することにする。

はじめに、主桁位置を外側に配置した断面 ($c/B=0.013$) 側面の非定常圧力を測定する。その測定結果より、断面まわりの流れ場を考察し、断面のどこに励振力が作用しているのかを把握し、振動発生メカニズムの解明を試みる。次に主桁を内側に配置した断面を用いて、主桁を外側に配置した断面と同様に断面側面の非定常圧力を測定し、断面まわりの流れ場の観点から主桁を外側に配置した断面の非定常圧力特性と比較することで、耐ねじれフラッター特性が向上する原因を明らかにする。

なお、無次元仕事 Wr の定義は、下式 (第2章参照) のように正值が励振力、負値が減衰力の働きを表すように定義している。

$$\text{ねじれ1自由度振動} \quad Wr = \frac{1}{2} \pi \cdot \tilde{C}_p \cdot \frac{X}{D} \phi_0 \sin \psi_T \quad (4.3)$$

本章では主に非定常圧力特性により考察を行うが、自励振動であるねじれフラッターは発散振動であることから非定常空気が構造物になす仕事の内容からも説明できる[2]。

たわみ振動の場合、物体の変位を式(4.4)におくと、変位速度は式(4.5)になる。

$$y(t) = y_0 \sin \omega t \quad (4.4)$$

$$\dot{y}(t) = \omega y_0 \cos \omega t \quad (4.5)$$

外力 $f(t)$ (非定常空気が力) は変位との位相差 ψ を用いると式(4.6)として表される。

$$f(t) = f_0 \sin(\omega t - \Psi) \quad (4.6)$$

そこで、非定常空気力がなす1周期の仕事 W は式(4.7)で表される。

$$\begin{aligned} W &= \int_0^{2\pi/\omega} f(t) \dot{y}(t) dt \\ &= \int_0^{2\pi/\omega} f_0 \sin(\omega t - \Psi) \omega y_0 \cos \omega t dt \\ &= \omega f_0 y_0 (\cos \Psi \int_0^{2\pi/\omega} \sin \omega t \cos \omega t dt - \sin \Psi \int_0^{2\pi/\omega} \cos^2 \omega t dt) \\ &= -\pi f_0 y_0 \sin \Psi \end{aligned} \quad (4.7)$$

一方、ねじれ振動の場合も同様に、物体の変位を式(4.8)におくと、変位速度は式(4.9)になる。ただし、 X はねじれ中心から下流側の距離とする。

$$y(X, t) = X \phi_0 \sin \omega t \quad (4.8)$$

$$\dot{y}(X, t) = X \omega \phi_0 \cos \omega t \quad (4.9)$$

同様に、非定常空気力がなす1周期の仕事 W は式(4.10)で表される（下向き正）。

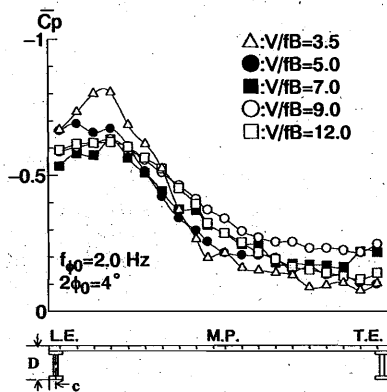
$$\begin{aligned} W &= - \int_0^{2\pi/\omega} f(t) \dot{y}(X, t) dt \\ &= - \int_0^{2\pi/\omega} f_0 \sin(\omega t - \Psi) X \omega \phi_0 \cos \omega t dt \\ &= -X \omega f_0 \phi_0 (\cos \Psi \int_0^{2\pi/\omega} \sin \omega t \cos \omega t dt - \sin \Psi \int_0^{2\pi/\omega} \cos^2 \omega t dt) \\ &= X \pi f_0 \phi_0 \sin \Psi \end{aligned} \quad (4.10)$$

非定常空気力のなす仕事 W が正の時、空気力は構造系に振動エネルギーを供給し、発散振動を持続させることになる。空気力の作用により、発散振動状態となることを空気力的に不安定であると言い、ねじれ振動の場合、 W が正、すなわち、 $X \sin \Psi$ が正となるときで、位相差を見ると下流側で $0^\circ < \Psi < 180^\circ$ となっているときである。これは空気力が物体の振動変位より下流側では遅れた位相で作用しているときであり、式(4.3)と一致する。このようにねじれ振動における非定常圧力の場合、各点（圧力孔）の仕事を表現するには、ね

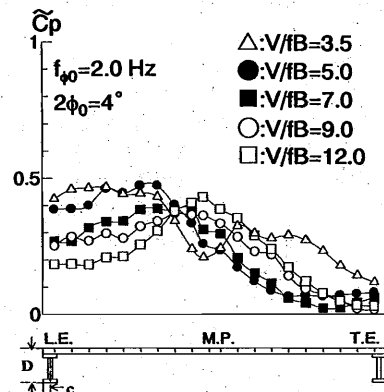
ねじれ中心からの距離によって変位の大きさが異なり、また、ねじれ中心の前後で変位の方向が異なることに注意が必要となる。

4. 3. 1 端2主桁断面のフラッター発現機構

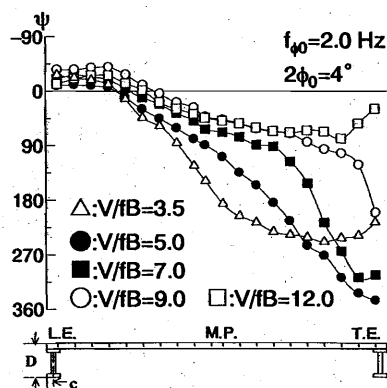
主桁を外側に配置したI桁断面 ($c/B=0.013$) のねじれ1自由度強制加振における非定常圧力測定結果のうち、上面の非定常圧力特性を図4-3-1、下面の非定常圧力特性を図4-3-3に示す。また、同じ断面辺長比 $B/D=10$ をもつ矩形断面と端2主桁断面を比較することで、 π 型断面としての下面形状変化の影響も考察する。断面辺長比 $B/D=10$ の矩形断面非定常圧力特性[4]を図4-3-2に示す。さらに図4-3-4に上下面の無次元仕事を足し合わせたトータルの無次元仕事 Wr 分布を示す。



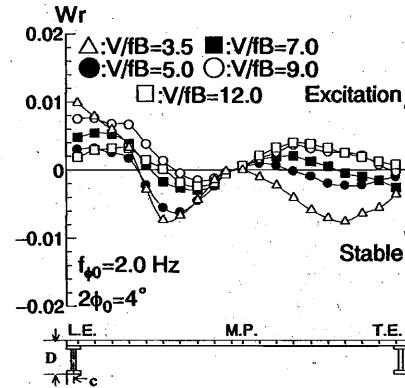
(a) 平均圧力係数 \bar{C}_p



(b) 変動圧力係数 \tilde{C}_p



(c) 位相差 ψ



(d) 無次元仕事 Wr

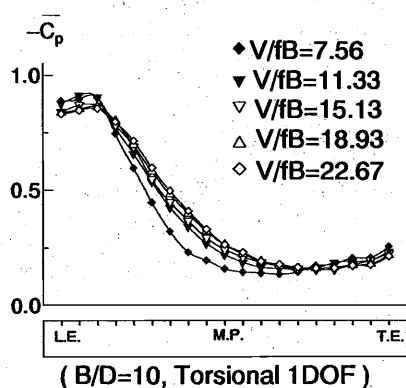
図4-3-1 I桁断面 (上面, $c/B=0.013$) の非定常圧力特性
(ねじれ1自由度強制加振, $B/D=10$, $\alpha=0^\circ$)

上 面 (図 4-3-1)

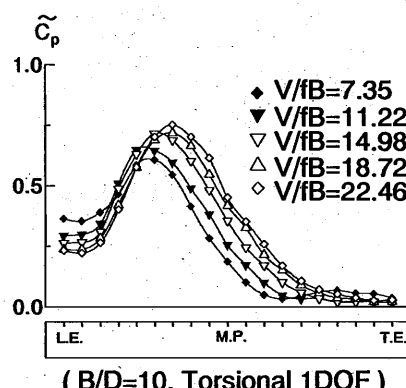
平均圧力係数 \bar{C}_p の分布からどの風速域 ($V/fB=3.5\sim 12.0$) においても、その絶対値が断面の上流側で大きく、下流側に向かって小さくなる。このことから、前縁からの剥離せん断層が断面中央付近で再付着していることがわかる。これは図 4-3-2 に示す断面辺長比 $B/D=10$ の矩形断面と同じような傾向を示す。しかし、前縁部における負圧の値は矩形断面の方が大きい。これは下面の形状変化による影響が上面前縁部に現れたものと考えられる。

変動圧力係数 \tilde{C}_p の分布から、ピーク値を示す位置が風速の増加にともない、下流側へと移行する傾向が見られる。このように風速の増加にともない、ピークが下流側へと移行する特性は断面辺長比 $B/D=10$ の矩形断面にも見られる。

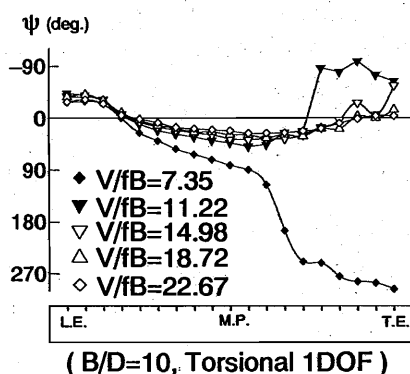
変位と変動圧力の位相差 ψ (位相特性) の分布から、無次元風速 $V/fB=3.5$ では前縁から後縁にかけて位相が約 270° 遅れ、無次元風速 $V/fB=5.0, 7.0$ では位相が約 360° 遅れる。さらに無次元風速 $V/fB=9.0, 12.0$ では前縁から後縁にかけて位相がなだらかに遅れる。こ



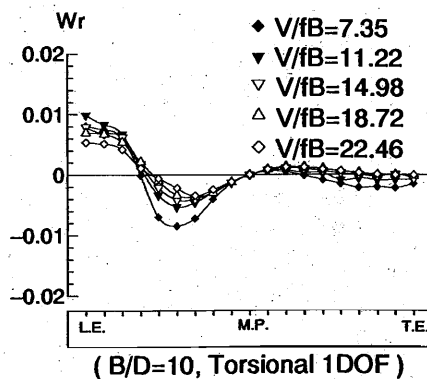
(a) 平均圧力係数 \bar{C}_p



(b) 変動圧力係数 \tilde{C}_p



(c) 位相差 ψ



(d) 無次元仕事 Wr

図 4-3-2 矩形断面 ($B/D=10$) の非定常圧力特性[4] (ねじれ 1 自由度強制加振, $\alpha=0^\circ$)

これらの特性より、この断面では前縁剥離渦の存在が考えられる。つまり、このような π 型断面のフラッタータイプは、フラッター発生機構の3つの分類[5]のうち“渦の流下”に起因するねじれフラッタータイプであることが考えられる。このように風速域によって位相特性が変化することは、矩形断面でも同じような傾向を示している（図4-3-2(c)）。

無次元仕事 Wr の分布（図4-3-1(d)）を見ると、断面中心より前縁側において、どの風速域でも断面中心に向かって、励振力から減衰力へと変化している。これも同様に断面辺長比 $B/D=10$ の矩形断面の特性にも見られる（図4-3-2(d)）。一方、断面中心より後縁側では風速域により、その特性が異なる。つまり、位相特性で見られたような前縁部から後縁部にかけて 180° 以上、位相がずれる風速域（ $V/fB \leq 7.0$ ）では後縁部に減衰力がかかり、逆に位相が 180° 以上遅れない風速域（ $V/fB \geq 9.0$ ）では励振力が働いていることがわかる。したがって、ねじれフラッターが発生している風速域においては、風速の上昇に伴い、上

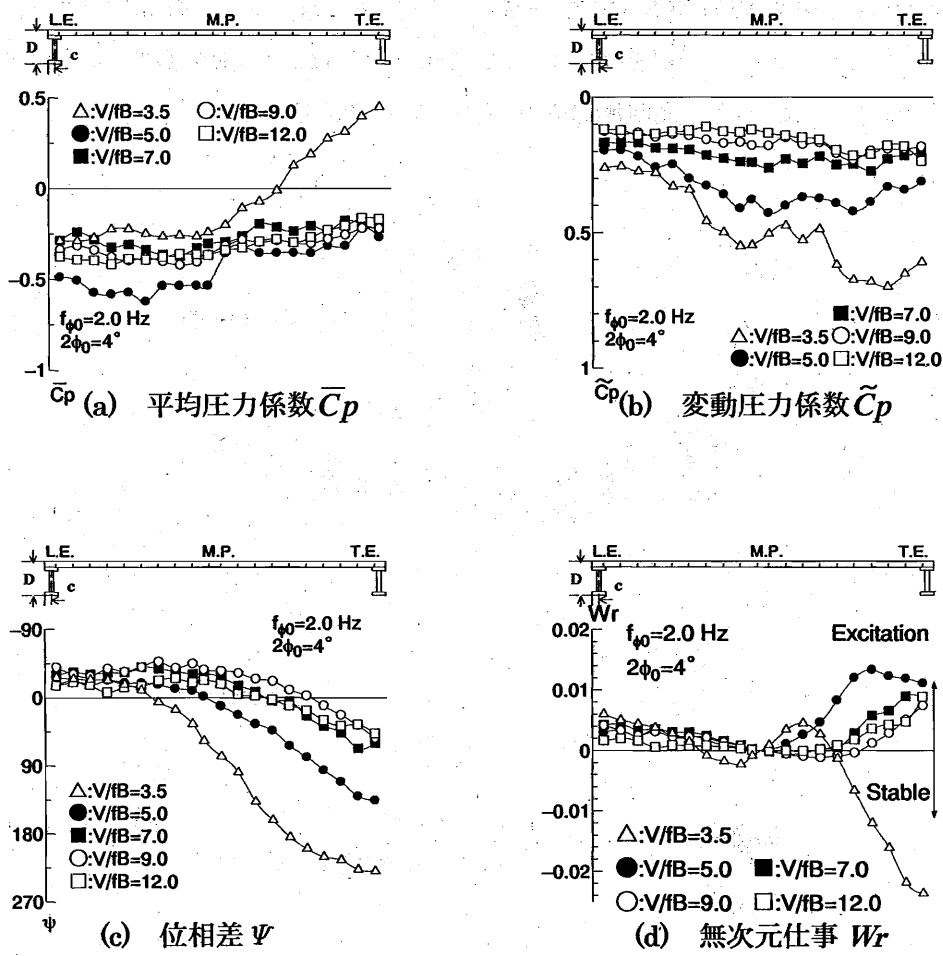


図4-3-3 I 桁断面（下面， $c/B=0.013$ ）の非定常圧力特性
（ねじれ1自由度強制加振， $B/D=10$ ， $\alpha=0^\circ$ ）

面の後流側で励振力が強調され、このことがねじれフラッター発生要因の一つであると考えられる。

以上より、主桁を床版の最端部に設置した I 桁断面 ($c/B=0.013$) の上面の非定常圧力特性は、同じ辺長比を持つ矩形断面と同様の傾向を示し、特に位相特性、つまり渦の流下と大きな相関を持ち、ねじれフラッターが発生する高風速域の断面後流側で励振力が強調されることが、ねじれフラッターの振動要因の一つと考えられる。

下 面 (図 4-3-3)

平均圧力係数 \bar{C}_p の分布から、無次元風速 $V/fB=5.0\sim12.0$ の場合、断面後縁側にかけて、値が小さくなり、また、無次元風速 $V/fB=3.5$ の場合、後縁側ほど絶対値が小さくなり、後縁付近では正值になっていることから、後縁付近で剥離せん断層が再付着したものと考えられる。変動圧力係数 \tilde{C}_p の分布から下面では、全体的にその値が風速の増加するにつれて、減少している。また、風速が小さくなるにつれて、断面中央でなだらかなピークを示すようになり、無次元風速 $V/fB=3.5$ では断面後流側で大きな値を示す。位相特性から、測定風速の全ての風速において、前縁側から後縁側に向かい一様に位相が遅れていく傾向が見られ、上面同様に、前縁からの剥離渦の存在 (流下) が考えられる。

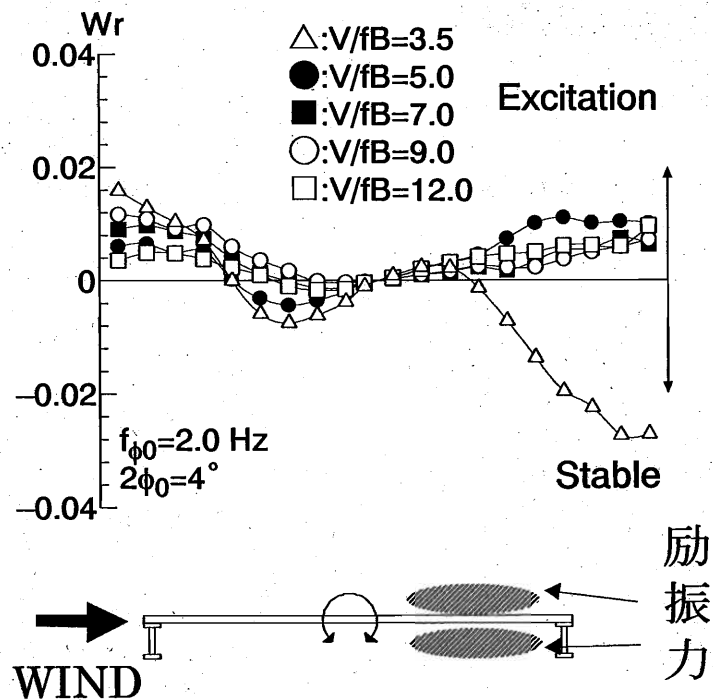


図 4-3-4 トータル無次元仕事 W_r 分布とねじれフラッターに起因する励振力の模式図
(ねじれ 1 自由度強制加振, $B/D=10$, $c/B=0.013$, $\alpha=0^\circ$)

無次元仕事 W_r の分布から、前縁側ではどの風速域においても断面中心に向かい、励振力が一様に小さく変化している。一方、後縁部では、加振振幅 ($2\phi=4^\circ$) 域ではねじれフラッターが発生していないと考えられる無次元風速 $V/B=3.5$ において、断面後流側に減衰力が働き、その他のねじれフラッターが発現している風速域 ($V/B \geq 5.0$) では励振力が作用している。また、図 4-3-4 の上下面におけるトータル仕事分布からも、断面後縁側において風速域によって励振力および減衰力の作用が異なり、特にねじれフラッターが発生している風速域では上下面後流側に大きな励振力が作用していることが明らかになった。

また、H 型断面 (図 4-3-5 中 “□” 印) の非定常圧力特性 [6][7] と比較すると、断面前縁側で変動圧力係数 \tilde{C}_p および位相特性において、H 型断面と端 2 主桁断面が比較的一致しているが、後縁にかけて、H 型断面で端 2 主桁断面よりも位相が遅れる傾向にある。ただし、どちらの断面も剥離渦の存在が考えられ、比較的類似した非定常圧力特性を示すことが考えられる。このことから、 π 型断面では上面側が矩形断面と類似した特性を示し、下面側では H 型断面の特性を示す傾向にある。したがって、矩形断面と H 型断面の両方の特性が混在することで π 型断面の振動応答が決定付けられるものと考えられる。

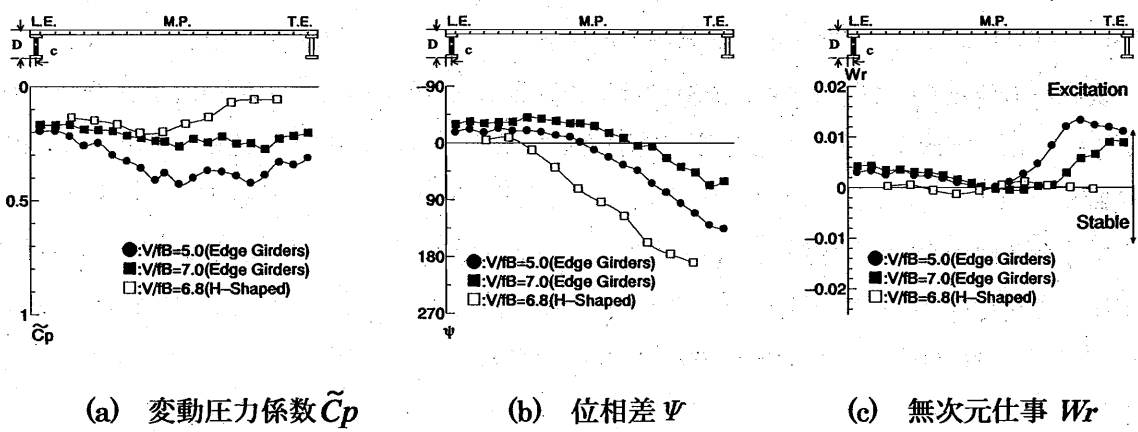


図 4-3-5 H 桁断面 ($B/D=9.4$) [6] と端 2 主桁断面 ($B/D=10$, 下面, $c/B=0.013$) の非定常圧力特性の比較 (ねじれ 1 自由度強制加振, $B/D=10$, $\alpha=0^\circ$)

以上より、 π 型断面としての端 2 主桁断面 (I 桁, $B/D=10$, $\alpha=0^\circ$, $c/B=0.013$) のフラッタータイプとして、前縁の剥離渦の流下に起因するねじれフラッタータイプ [5] であることが考えられる。さらに、フラッターが発現していない風速域では、後縁側上下面に大きな減衰力が作用し、ねじれフラッターが発生している風速域では、上下面後縁側に励振力が作用する (図 4-3-4)。このことから上下面後流側の励振力が強調されることで、ねじ

れフラッターが発生していることが明らかとなった。また、端2主桁断面のような π 型断面では上面側および下面側が、それぞれ矩形断面およびH型断面と類似した非定常圧力特性を示す傾向にあることから、その両方の特性が混在することで π 型断面の振動応答が決定付けられるものと考えられる。

4. 3. 2 フラッター安定化メカニズムに関する考察

主桁を内側に配置したI桁断面 ($c/B=0.167$) のねじれ1自由度強制加振における非定常圧力測定結果のうち、上面および下面の非定常圧力特性を図4-3-6に示す。また、比較検討として、断面辺長比 $B/D=15$ をもつ矩形断面の非定常圧力特性[4]を図4-3-7に示す。さらに図4-3-8に上下面の無次元仕事を足し合わせたトータル無次元仕事 W_F 分布を示す。

上 面 (図4-3-6(a)~(d))

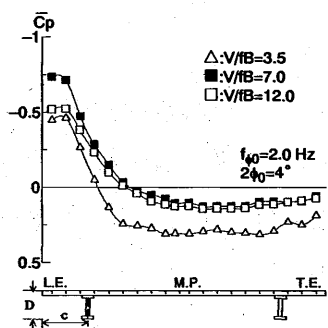
平均圧力係数 \bar{C}_p の分布から、測定風速のどの風速域においても断面中心よりやや上流側付近で正圧となり、剥離せん断層が再付着していることがわかる。主桁を外側に配置した断面 ($c/B=0.013$) よりもさらに前縁側で再付着していることがわかる。

変動圧力係数 \tilde{C}_p の分布から、前縁付近でその値のピークを示し、断面中心よりやや上流側よりほぼ一定値を示す。主桁を外側に配置した断面 ($c/B=0.013$) と比較して、さらに前縁側でそのピークを迎えることがわかる。これは矩形断面で言う、断面辺長比が大きい扁平な矩形断面の変動圧力係数 \tilde{C}_p の分布を示し、特に断面辺長比 $B/D \geq 15$ の矩形断面の変動圧力係数 \tilde{C}_p 分布 (図4-3-7) と類似していると言える。このことからこの断面のフラッタータイプは前縁からの局所的な剥離バブルに起因する連成フラッタータイプ[5]であることが考えられる。

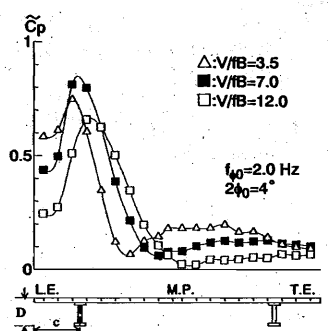
位相特性では前縁から後縁にかけて、位相が遅れた後、急激に位相が進むと言う特性が全風速域について見られ、無次元風速 $V/|B|=7.0, 12.0$ では後縁にかけて徐々に進んでいくが、無次元風速 $V/|B|=3.5$ では徐々に遅れていく。また、風速が高くなるほど位相進みに変わる位置が下流側へと移行する。これらの位相特性も断面辺長比 $B/D \geq 15$ の矩形断面の位相特性と類似している。

無次元仕事 W_F の分布から、前縁部において測定風速のどの風速域においても励振力が断面中心に向かい減衰力へと変化している。また後縁部にかけては、減衰力が働いている。

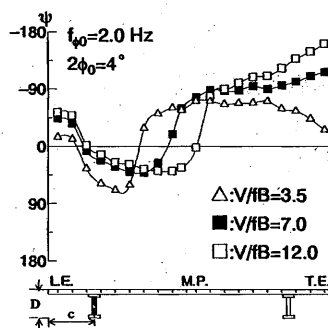
以上より、主桁を内側に配置すると上面での非定常圧力特性が断面辺長比 $B/D \geq 15$ 以上の矩形断面の非定常圧力特性と類似した特性を示し、連成フラッタータイプ[5]の特性を示すことがわかる。



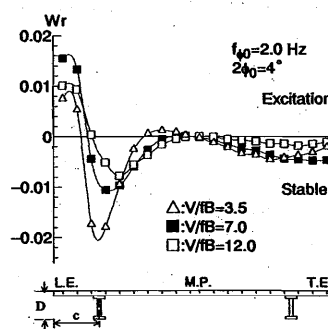
(a) 平均圧力係数 \bar{C}_p (上面)



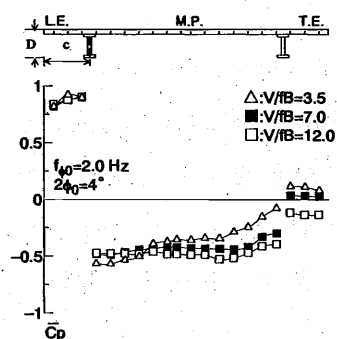
(b) 変動圧力係数 \tilde{C}_p (上面)



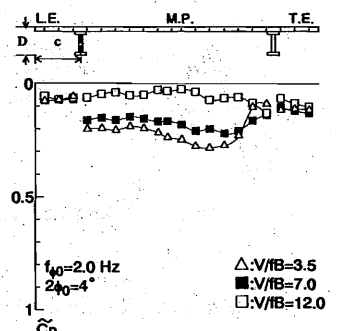
(c) 位相差 ψ (上面)



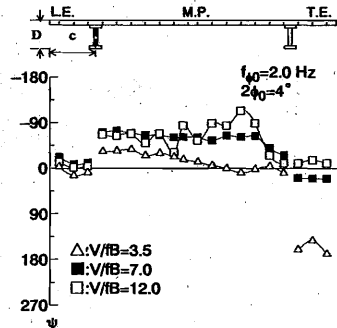
(d) 無次元仕事 W_r (上面)



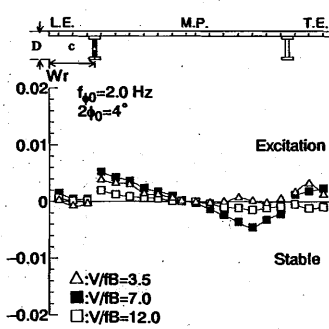
(e) 平均圧力係数 \bar{C}_p (下面)



(f) 変動圧力係数 \tilde{C}_p (下面)



(g) 位相差 ψ (下面)

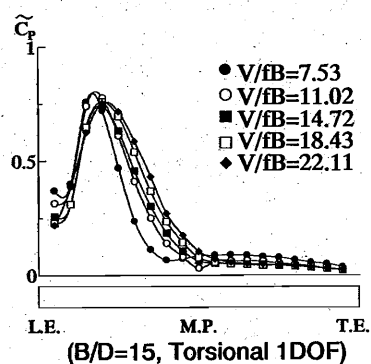


(h) 無次元仕事 W_r (下面)

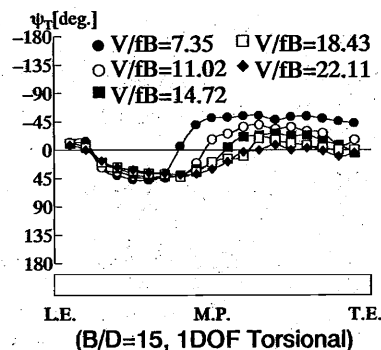
図 4-3-6 I 桁断面 (上面・下面, $c/B=0.167$) の非定常圧力特性
(ねじれ 1 自由度強制加振, $B/D=10$, $\alpha=0^\circ$)

下面 (図 4-3-6(e)~(h))

平均圧力係数 \bar{C}_p の分布から、上流側主桁の前縁側において、測定風速のどの風速域もその値は正值を示す。主桁間ではいずれも負の値を示し、無次元風速 $V/fB=3.5$ では下流側に向かうにつれて、その絶対値は小さくなる。つまり、下面では上流側の床版端からではなく、上流側の主桁から剥離が行われていることが考えられる。



(a) 変動圧力係数 \tilde{C}_p



(b) 位相差 ψ

図 4-3-7 矩形断面 ($B/D=15$) の非定常圧力特性[4]

(ねじれ 1 自由度強制加振, $\alpha=0^\circ$)

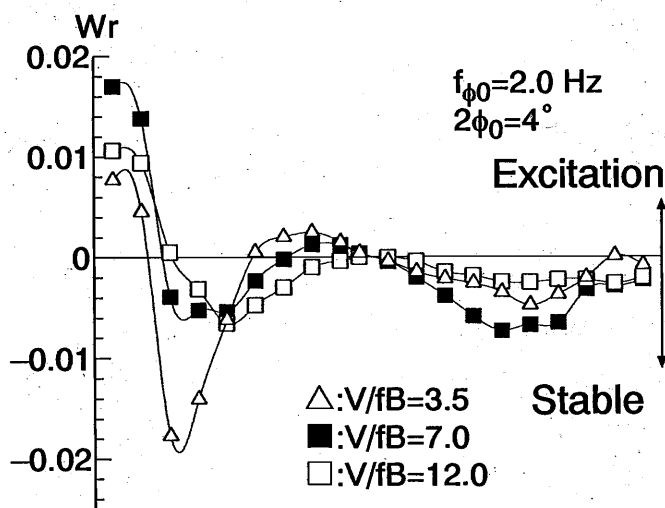


図 4-3-8 上下面トータル無次元仕事 W_r 分布

(ねじれ 1 自由度強制加振, $c/B=0.167$, $\alpha=0^\circ$)

変動圧力係数 \tilde{C}_p 分布から、その値は断面側面にわたり一定な値を示すが、特に主桁間では風速が大きくなるにつれてその値が小さくなる。また、位相特性から、桁間では位相がやや進んだ状態で、風速が大きくなるにつれて、その進み度合いは大きくなっている。

無次元仕事 Wr 分布では主桁間部の上流側で励振力、下流側で減衰力が働き、床版張り出

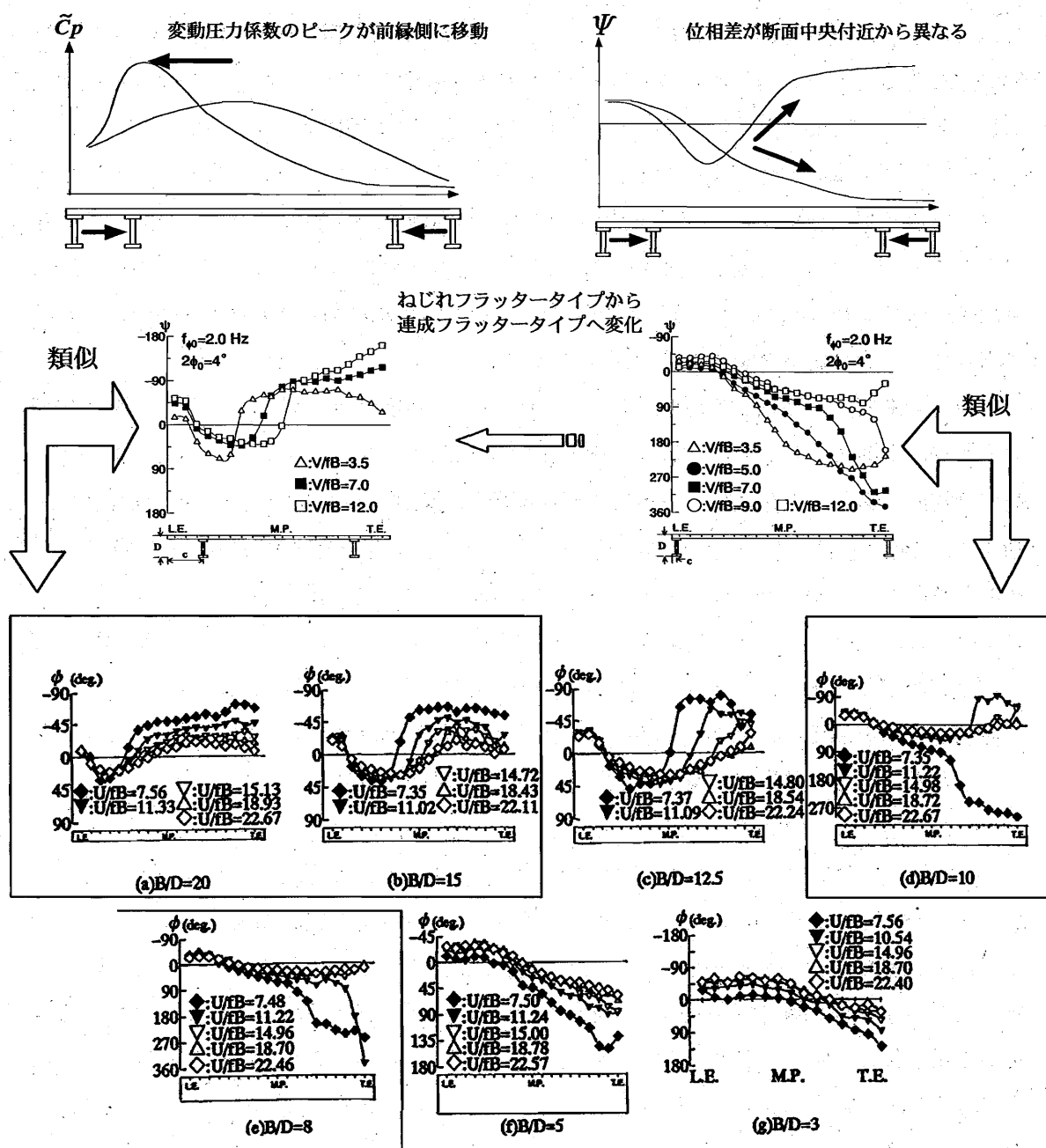


図 4-3-9 各種矩形断面[4]と端 2 主桁断面 ($B/D=10$) の非定常圧力特性の比較
(ねじれ 1 自由度強制加振, $\alpha=0^\circ$)

し部下面ではあまり大きな励振力は働いていないことがわかる。また、図 4-3-8 より主桁を外側に設置した断面 ($c/B=0.013$) で励振力が働いていた後流側においては、主桁を内側に配置することで減衰力が作用し、ねじれフラッターが安定化する原因と考えられる。

以上より、主桁を外側に配置した断面 ($c/B=0.013$) では、特に上面側で同じ辺長比を持つ矩形断面とその非定常圧力特性が類似しており、主桁を内側に入れた断面 ($c/B=0.167$) では断面辺長比 $B/D \geq 15$ 以上の矩形断面 (図 4-3-9) [4] と類似した非定常圧力特性を示す。このことから、主桁を内側に配置することによる流れ場の影響は上下面に表れ、主桁を内側に配置することで、ねじれフラッタータイプから連成フラッタータイプの流れ場へと変換し、そのことによりねじれフラッターが安定化することが明らかになった。

また、なぜ主桁を内側に配置することでねじれフラッタータイプから連成フラッタータイプへと流れ場が変化するのか、静的および動的な剥離せん断層の迎角による挙動から考察する。そこで、剥離せん断層の平均的な動きを調べるために強制加振下における平均圧力係数 \bar{C}_p を図 4-3-10 に示す。さらに静止断面における平均圧力係数 \bar{C}_p の分布を迎角ごとに測定した。その結果を図 4-3-11～図 4-3-12 に示す。

上面での剥離せん断層の挙動について、ねじれ 1 自由度強制加振下および静止断面の双方とも特に負迎角において、主桁を内側に設置した断面 ($c/B=0.167$) では再付着点が上流側の主桁直上あたりに存在し、主桁を外側に配置した断面 ($c/B=0.013$) よりも前縁側に移動する。これは前述したように変動圧力係数 \tilde{C}_p のピークが前縁側に移動することからも局所的な剥離バブルが存在することを意味し、辺長比の大きい (扁平な) 矩形断面の特性、つまり、連成フラッターの特性と同じ特性であると言える。また、主桁を内側に配置することで床版が張り出し、その張り出した辺長比の大きい (扁平な) 床版の形状によって、上面前縁からの剥離せん断層の曲率が変わり、再付着が前縁側に促されたものと考えられる。したがって、動的特性においてはその剥離せん断層の動きによって連成フラッタータイプの流れ場になったものと考えられる。

一方、下面において主桁を外側に配置した断面では、正迎角で剥離せん断層の再付着が見られるが、主桁を内側に設置した断面では、ねじれ 1 自由度強制加振下および静止断面の平均圧力係数 \bar{C}_p の値が迎角によらず、断面側面にかけてほぼ一定値を示す。つまり、上流側の主桁からの剥離せん断層が下流側で再付着しようとしたときには、既にそこに後流側の主桁があるため、主桁を外側に配置した断面で見られた下面後流側の渦の流下に起因する励振力が形成されないものと考えられる。そのため、ねじれフラッターが不安定化する方向に空気力が作用しなかったものと考えられる。

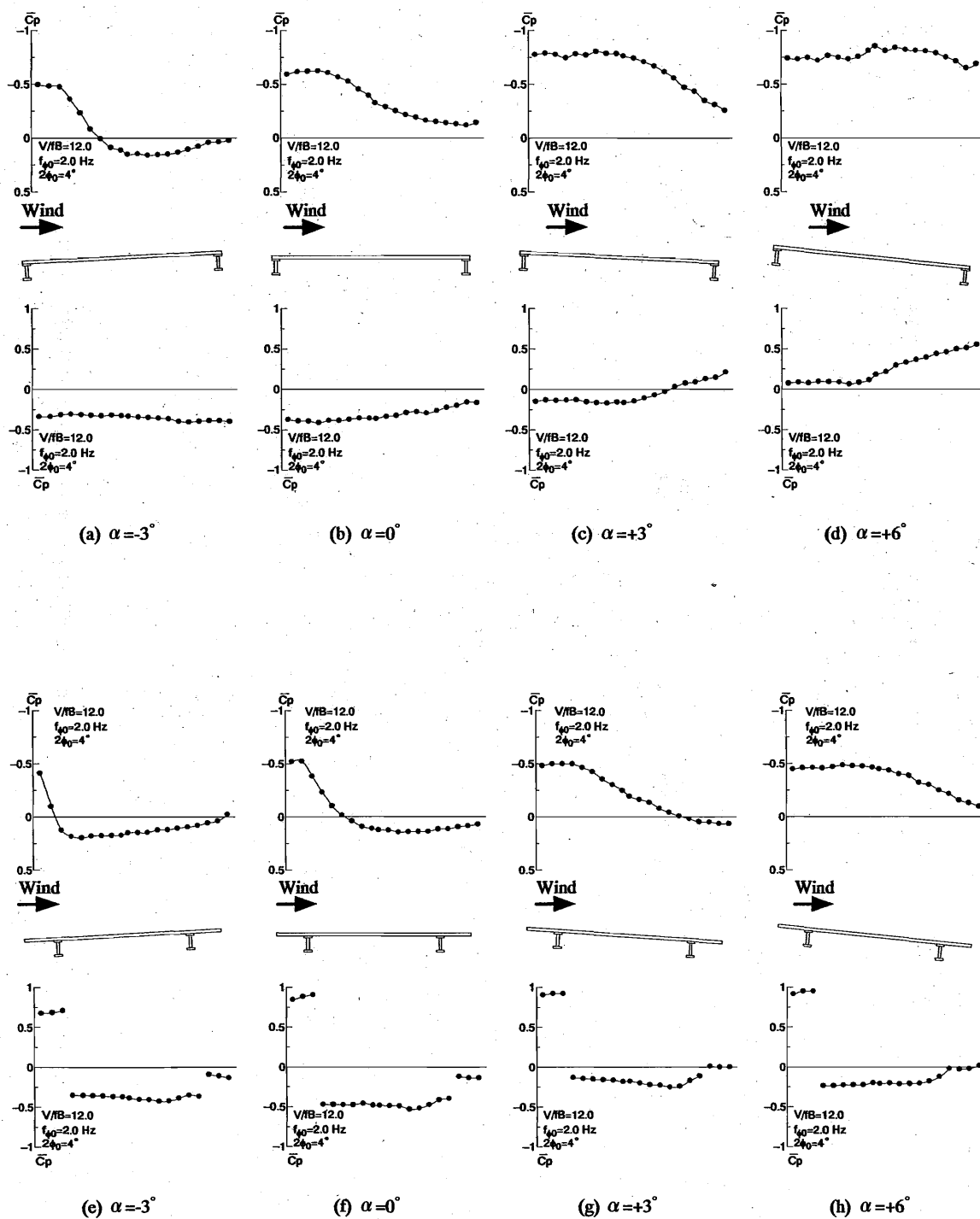


図 4-3-10 I 桁断面の平均圧力係数 \bar{C}_p

(ねじれ 1 自由度強制加振, $B/D=10$, $V/B=12.0$, $c/B=0.013, 0.167$)

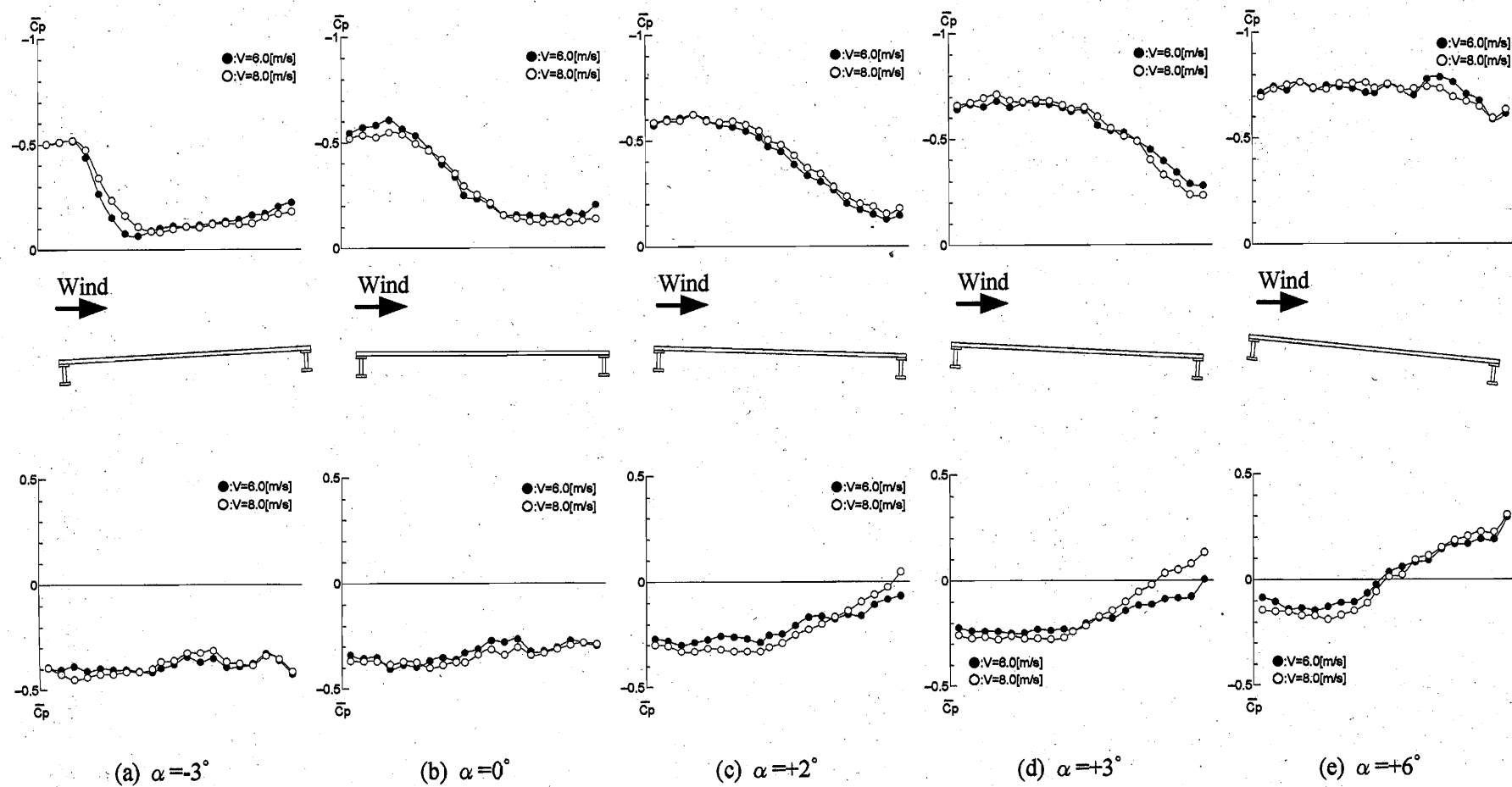


図4-3-11 I桁断面の相対迎角の変化による平均圧力係数 ($\overline{C_p}$) の分布特性 ($B/D=10$, $c/B=0.013$, 一様流中, 静止断面)

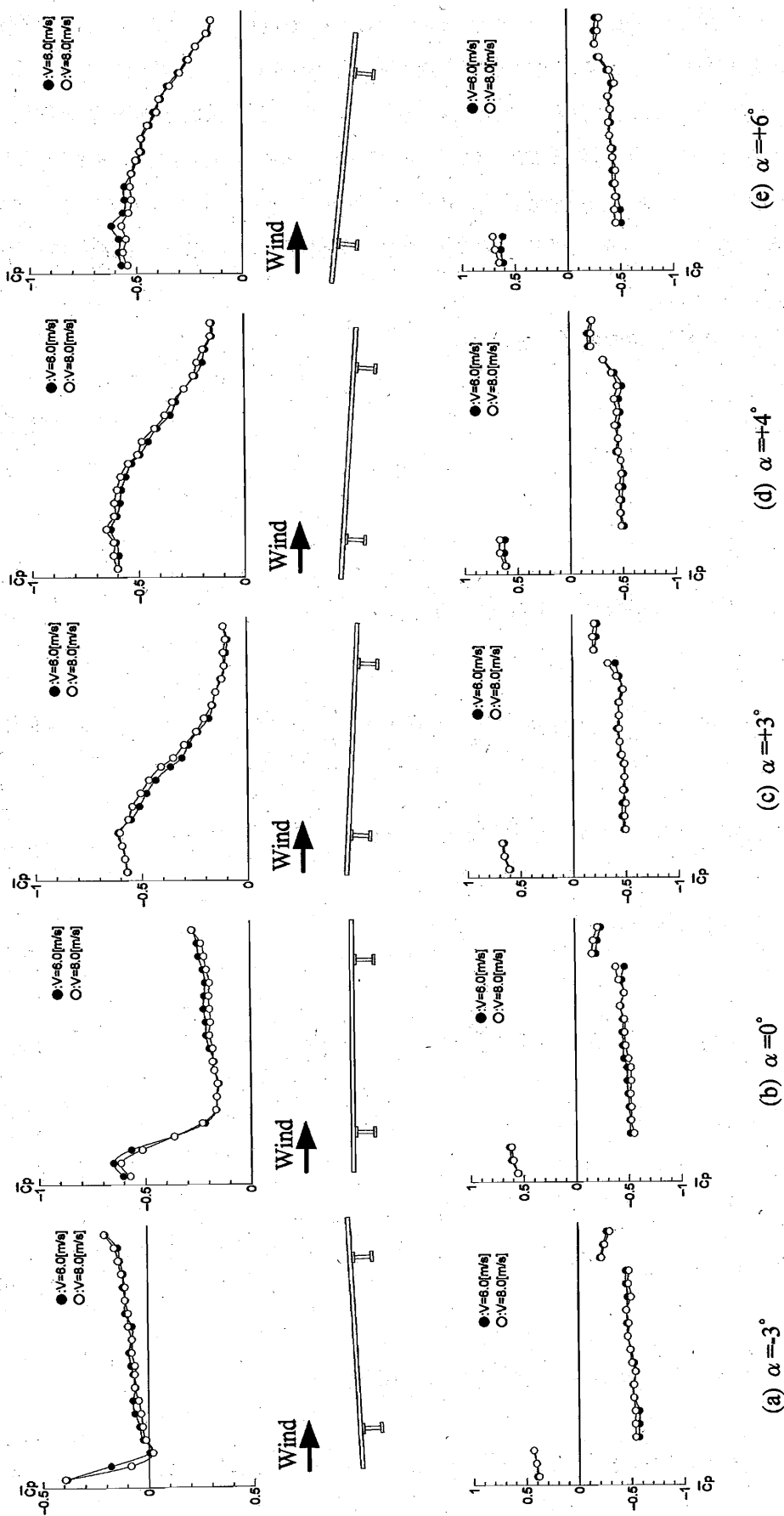


図4-3-12 I桁断面の相対迎角の変化による平均圧力係数 ($\overline{C_p}$) の分布特性 ($B/D=10$, $c/B=0.167$, 一様流中, 静止断面)

さらに非定常空気力特性の観点からも考察を加える。図 4-3-13 に Step-by-step 解析 (Torsional Branch) の結果を示す。第 2 章でも述べたが、Step-by-step 解析とは桁に作用する空気力を 8 つの空気力係数に分解したとき、それぞれの空気力係数が振動系全体の空力減衰への寄与率を求める解析である[8]～[10]。以下に Torsional Branch での概要を示す。なお、Torsional Branch および Heaving Branch のフラッターは、そのフラッターが本質的に揚力で支配されるか、ピッチングモーメントにより支配されるかによって区別される。

Step1 ねじれの調和振動を仮定, $\phi_{0i}, \omega_{\phi i}$

$$\phi = \phi_{0i} \sin(\omega_{\phi i} t) \quad (4.11)$$

↓ 連成項の作用

Step2 たわみ応答 (強制振動), $(\eta d\phi)_{0i}, \psi_i$

$$\ddot{\eta} + \left(-\frac{\rho b^2}{m} \omega_F H_1^* \dot{\eta} + (\omega_{\eta 0}^2 - \frac{\rho b^2}{m} \omega_F^2 H_4^*) \eta\right) = \left(\frac{\rho b^3}{m}\right) \omega_F H_2^* \dot{\phi} + \left(\frac{\rho b^3}{m}\right) \omega_F^2 H_3^* \phi \quad (4.12)$$

↓ たわみ振動による相対迎角により、非定常ピッチングモーメントの作用

Step3 ねじれ応答 (自由振動)

$$\ddot{\phi} + \omega_{\phi i}^2 \phi = \left(\frac{\rho b^4}{I}\right) \omega_F A_2^* \dot{\phi} + \left(\frac{\rho b^4}{I}\right) \omega_F^2 A_3^* \phi + \left(\frac{\rho b^3}{I}\right) \omega_F A_1^* \dot{\eta} + \left(\frac{\rho b^3}{I}\right) \omega_F^2 A_4^* \eta \quad (4.13)$$

↓ $\delta_{\phi i+1}, \omega_{\phi i+1}$ が決定

$$\delta_{\phi i+1} = -\pi \left(\frac{\rho b^4}{I}\right) A_2^* - \pi \left(\frac{\rho b^4}{I}\right) \frac{\left(\frac{\rho b^2}{m}\right) \left(\frac{\omega_F}{\omega_{\eta}}\right)^2}{\sqrt{\left\{1 - \left(\frac{\omega_F}{\omega_{\eta}}\right)^2\right\}^2 + 4 \zeta_{\eta}^2 \left(\frac{\omega_F}{\omega_{\eta}}\right)^2}} \{A_1^* |H_2^*| \cos \theta_1 + A_1^* |H_3^*| \cos \theta_2 - A_4^* |H_2^*| \sin \theta_1 - A_4^* |H_3^*| \sin \theta_2\} \phi \quad (4.14)$$

ここで、 $\omega_{\phi i+1} = \omega_{\phi i}$ であれば Step4 へ。そうでなければ Step1 へ。

Step4 フラッター特性の決定, $\omega_F, \delta_{\phi}, \eta d\phi_0, \psi$

式(4.14)にある係数を次式で表す。

$$\textcircled{1} : \pi \left(\frac{\rho b^4}{I} \right) \quad \textcircled{2} : \frac{\left(\frac{\rho b^2}{m} \right) \left(\frac{\omega_F}{\omega_n} \right)^2}{\sqrt{\left\{ 1 - \left(\frac{\omega_F}{\omega_n} \right)^2 \right\}^2 + 4 \xi_n^2 \left(\frac{\omega_F}{\omega_n} \right)^2}} \quad (4.15)$$

$$\delta_\phi = -\textcircled{1} A_2^* - \textcircled{1}\textcircled{2} \{ A_1^* | H_2^* | \cos \theta_1 + A_1^* | H_3^* | \cos \theta_2 - A_4^* | H_2^* | \sin \theta_1 - A_4^* | H_3^* | \sin \theta_2 \} \quad (4.16)$$

と δ_ϕ が表され、 $\delta_\phi < 0$ の時、Torsional branchにおいて連成フラッターが発現する。

なお、Step-by-step 解析結果の図表記には下記のように簡略化する。

$$\begin{array}{ll} \bullet : \delta_\phi & \bigcirc : -\textcircled{1} A_2^* \\ \blacksquare : -\textcircled{1}\textcircled{2} A_1^* / H_2^* / \cos \theta_1 & \square : \textcircled{1}\textcircled{2} A_4^* / H_2^* / \sin \theta_1 \\ \blacklozenge : -\textcircled{1}\textcircled{2} A_1^* / H_3^* / \cos \theta_2 & \diamond : \textcircled{1}\textcircled{2} A_4^* / H_3^* / \sin \theta_2 \end{array} \quad (4.17)$$

ねじれ卓越モードの対数減衰率（●；振動系全体の空力減衰 δ_ϕ ）が5つの項（○，■，□，◆，◇）の足し合わせで表せることになる。

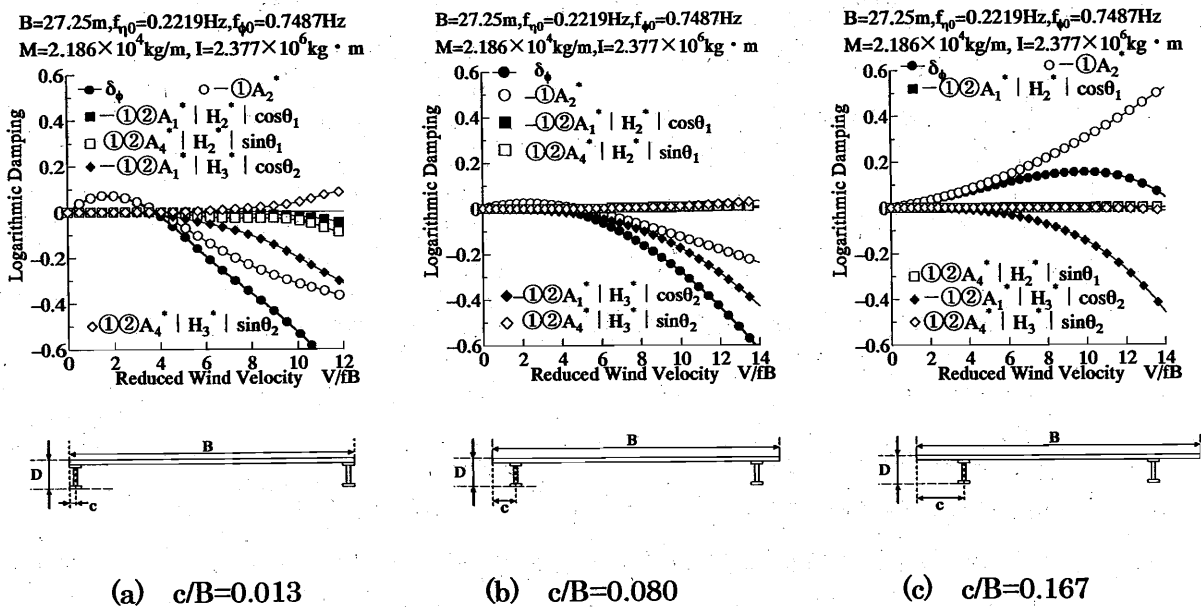
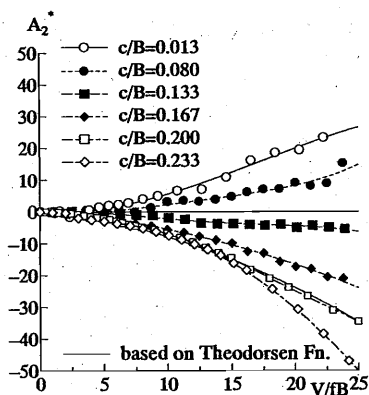


図 4-3-13 主桁位置を内側に変化させた I 桁断面の非定常空気力係数の役割
(Step-by-step 解析 Torsional Branch 結果, $B/D=10$, $\alpha=0^\circ$)

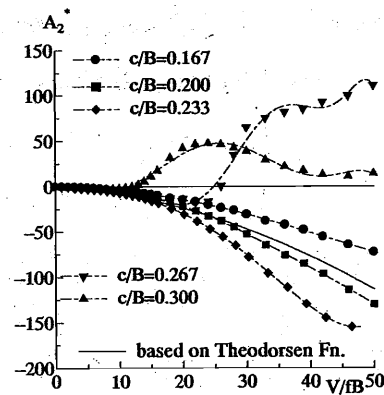
そこで、図 4-3-13 からわかるように、対数減衰率 δ_ϕ に寄与する項が桁を内側に配置するにつれて、 A_2^* （ねじれ振動の空力減衰に関する項）の項から $A_1^*|H_3^*|\cos\theta_2$ （連成項）へと移り、 $c/B=0.167$ に至っては A_2^* の項が安定化の方へ寄与していることがわかる。このことから主桁を内側に設置することで、そのフラッタータイプがねじれフラッタータイプから連成フラッタータイプに変化し、安定化することが考えられる。したがって、非定常空気力特性の観点からもねじれフラッターの安定化理由が裏付けられたことになる。

4. 3. 3 主桁を内側に設置した断面のフラッター特性

主桁位置を $c/B=0.167$ からさらに主桁を内側に配置した場合のフラッター特性について、非定常空気力特性の観点から考察する。図 4-3-14 に非定常空気力係数 A_2^* の分布を示す。 A_2^* の分布特性から前節でも述べたように迎角 $\alpha=0^\circ$ では主桁位置 $c/B=0.080$ までは低風速側から正值を取り、ねじれ振動に対して不安定化傾向を示す。さらに主桁位置 $c/B=0.233$



(a) $c/B=0.013\sim0.233$



(b) $c/B=0.167\sim0.300$

図 4-3-14 主桁位置を変化させたときの非定常空気力係数 A_2^* の比較 ($B/D=10$, $\alpha=0^\circ$)

までは連続的に A_2^* の分布が負値を示し、その絶対値も大きくなることから、 $c/B=0.233$ までは、主桁位置を内側に配置することに比例してねじれ振動が安定化する傾向を示す。しかし、 $c/B=0.267$ 以上に主桁を内側に配置することで主桁位置 $c/B=0.267$ では無次元風速 $V/fB=26$ 付近から、主桁位置 $c/B=0.300$ の断面では無次元風速 $V/fB=12$ 付近から A_2^* が正值を示す。このことからこのような断面では主桁を $c/B=0.233$ まで内側に配置すれば、連続的にねじれ振動に起因する非定常空気力が小さくなり、ねじれ振動に対する耐風性が向上するものの、 $c/B=0.267$ 以上、主桁を内側に配置することでねじれ振動に対して不安定に

なることがわかる。したがって、このような断面辺長比 $B/D=10$ を有する端 2 主桁断面では幅員の約 1/4 点を境にそれよりも内側に配置することで、逆にねじれ振動に対して不安定化する傾向にあることが明らかとなった。一方、これらの断面で Step-by-step 解析 (図 4-3-15) を行くと、 $c/B=0.300$ の断面では A_2^* の項(○)が高風速域で負になるものの、対数減衰率 δ が負になる風速域が、 A_2^* の項(○)が負になる風速域より小さく、 $A_1^*|H_3^*|\cos\theta_2$ (連成項：◆)の影響を受けていることが分かる。したがって、主桁位置が比較的主桁端部にある断面 ($c/B=0.013, 0.080$) では A_2^* の項(○)が支配的となり、ねじれフラッタータイプのフラッター特性を示すが、同じ A_2^* の項が負になる $c/B=0.300$ の断面であっても主桁を内側に配置することで、 $A_1^*|H_3^*|\cos\theta_2$ (連成項：◆)の影響を受ける連成フラッタータイプの流れ場になることが分かる。

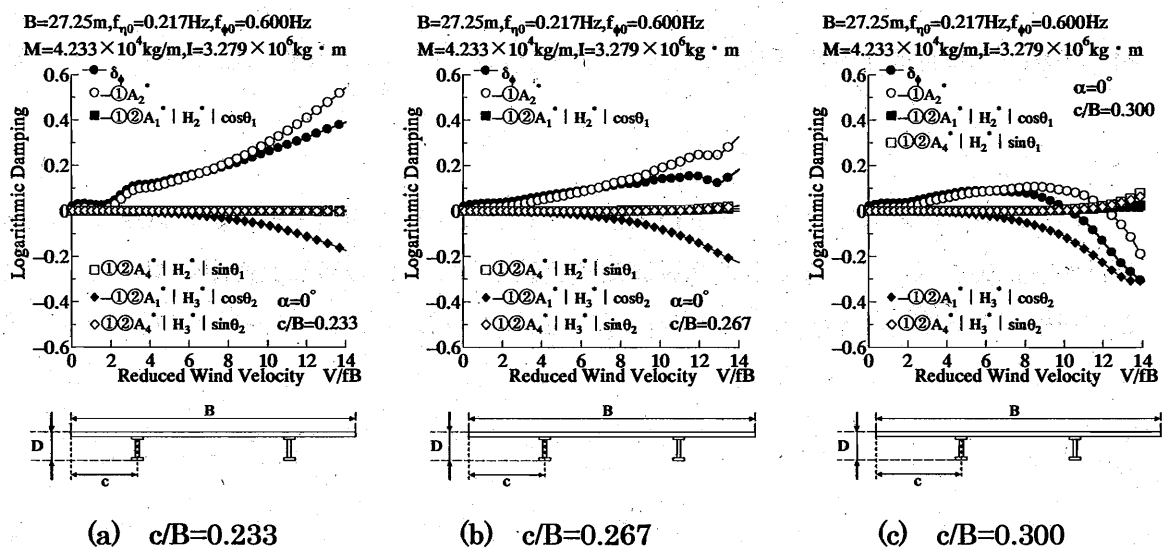
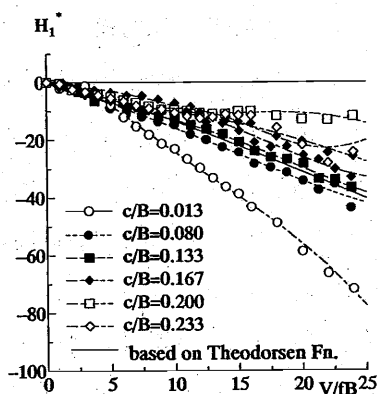
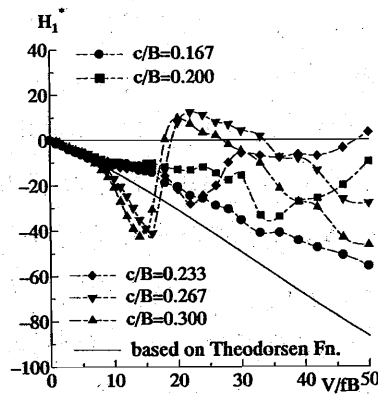


図 4-3-15 主桁位置を内側に変化させた I 桁断面の非定常空気力係数の役割
(Step-by-step 解析 Torsional Branch 結果, $B/D=10$, $\alpha=0^\circ$)

次に同じく Scanlan[11]により提唱された 8 つの非定常空気力係数のうち、たわみ振動の空力減衰を示す H_1^* について着目し、考察を述べる。図 4-3-16 に非定常空気力係数 H_1^* の分布を示す。 H_1^* の分布特性から迎角 $\alpha=0^\circ$ では主桁位置 $c/B=0.013$ の断面で、その絶対値が最も大きく、たわみ振動に対しては安定化傾向を示す。また、主桁位置 $c/B \leq 0.233$ の断面までは測定した無次元風速の範囲で負値を示し、たわみ振動に対して安定化傾向を示す。



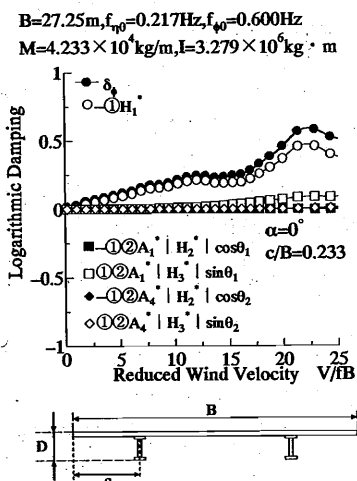
(a) $c/B=0.013\sim0.233$



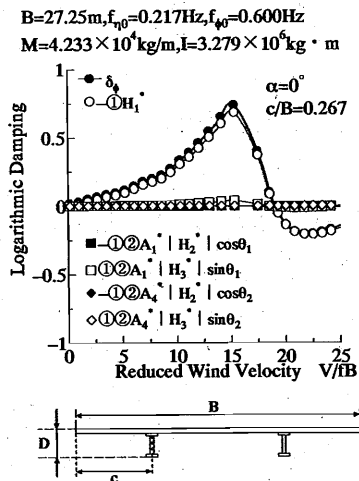
(b) $c/B=0.167\sim0.300$

図 4-3-16 主桁位置を変化させたときの非定常空気力係数 H_1^* の比較 ($B/D=10$, $\alpha=0^\circ$)

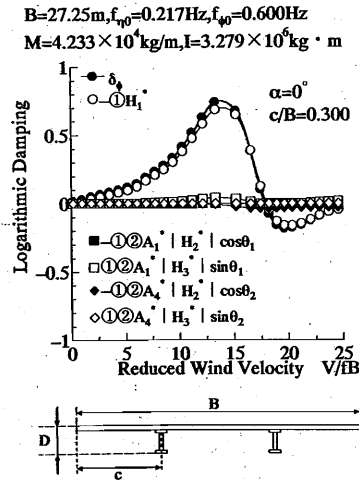
しかし、主桁位置 $c/B=0.267$ および主桁位置 $c/B=0.300$ の断面では無次元風速 $V/fB=18$ 付近から正値を示し、さらにその高風速側で負値となる、いわゆる風速限定型のたわみ振動が発生する可能性が示唆される。Step-by-step 解析の Heaving Branch での解析結果 (図



(a) $c/B=0.233$

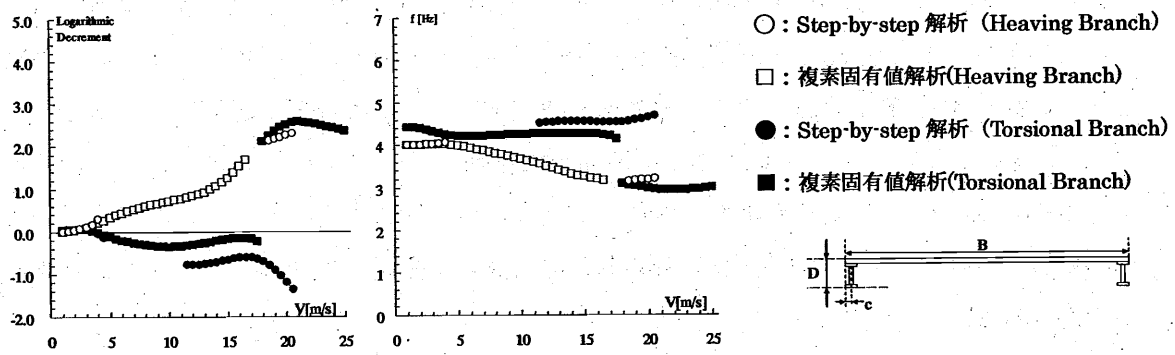


(b) $c/B=0.267$

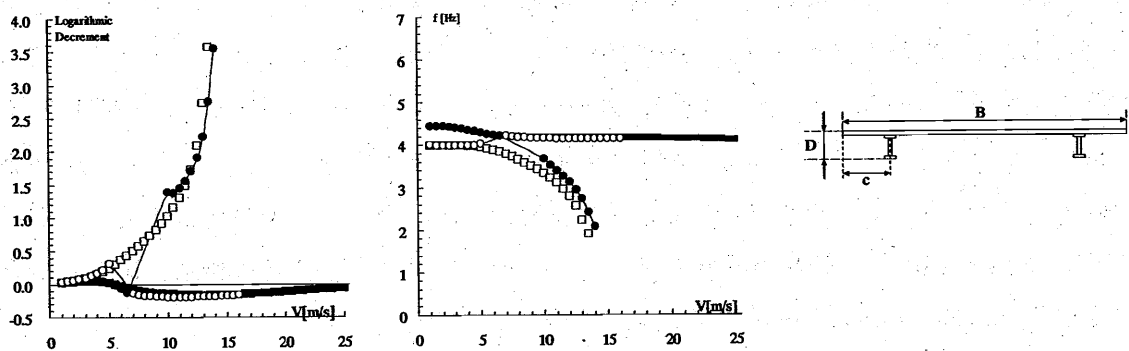


(c) $c/B=0.300$

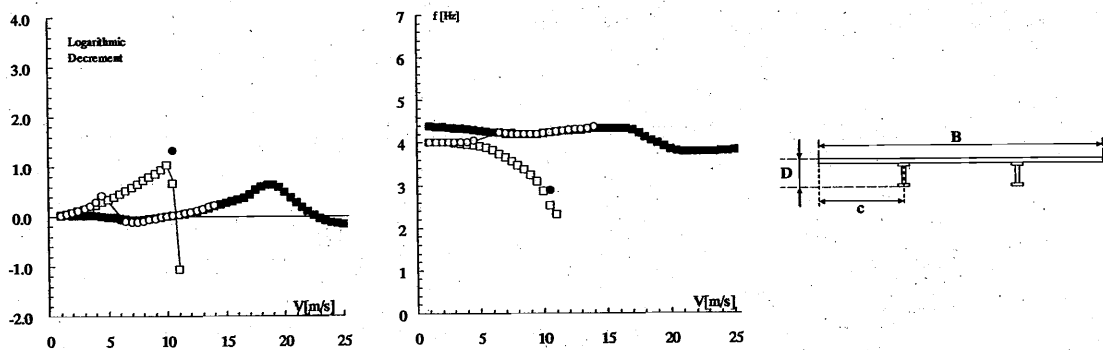
図 4-3-17 主桁位置を内側に変化させた I 桁断面の非定常空気力係数の役割
 (Step-by-step 解析 Heaving Branch 結果, $B/D=10$, $\alpha=0^\circ$)



(a) V- δ 曲線および V-f 曲線 ($c/B=0.013$)



(b) V- δ 曲線および V-f 曲線 ($c/B=0.167$)



(c) V- δ 曲線および V-f 曲線 ($c/B=0.300$)

図 4-3-18 端 2 主桁断面のスイッチング特性

($B/D=10$, $f_\phi / f_\eta=1.1$, $m=2.42\text{kg/m}$, $F=0.0181\text{kg}\cdot\text{m}$, $B=0.3\text{m}$, $\alpha=0^\circ$)

4-3-17) より, 主桁位置 $c/B=0.267$ および $c/B=0.300$ の断面では Heaving Branch によって対数減衰率 δ が負になり, Heaving Branch においてフラッターが発現しているものと考

えられる。また、高風速側で減衰が正、つまり振動が安定化する風速限定型の振動であることも分かる。これら Heaving Branch における対数減衰率 δ に及ぼす非定常空気力係数は H_1^* の項(○)の影響が最も大きく、その他の連成項についてはほとんど寄与していないことがわかる。したがって、 $c/B \geq 0.267$ の断面では振動数比によっては Heaving Branch の方が Torsional Branch よりもより低風速側で減衰が負になることも考えられるため、これらの断面におけるフラッター現象は Heaving Branch で発現するフラッターである可能性が考えられる。

ここで、端2主桁断面における連成フラッターの分枝のスイッチング現象について考察する。矩形断面の断面辺長比 $B/D=20$ や $B/D=10$ では連成フラッターの分枝のスイッチング現象が確認されている[12][13]。一方、端2主断面では実橋緒元のような振動数比 f_ϕ / f_η が 2.76 において、明確なスイッチング特性は見られないものの、図 4-3-18 に示すように振動数比 f_ϕ / f_η を 1.10 にすることによって、連成フラッターの分枝のスイッチング現象を確認することができる。このことより、端2主断面のような π 型断面においても与える振動数比によってはスイッチング現象が生じ、特にフラッターが発現した後の高風速側で分枝が Torsional Branch から Heaving Branch にスイッチングするため、その振動数比での連成フラッターは Heaving Branch で発現していることが確認できる。

次にこれら非定常空気力係数を用いて、たわみ・ねじれ2自由度振動系での複素固有値解析を行った。解析に用いた構造諸元は中央支間長 600m 級の斜張橋を想定した骨組み解析（固有値解析）より求めた諸元を用いた。それら諸元は表 4-3-1 に示す。

表 4-3-1 中央支間長 600m 級の鋼斜張橋の諸元値

緒元	記号	単位	実橋値
中央支間長	L_i	m	610
等価質量	m_{Li}	kg/m	4.233×10^4
等価質量慣性モーメント	I_{Li}	kg·m/m	3.279×10^6
鉛直たわみ1次振動数	$f_{\eta Li}$	Hz	0.217
ねじれ1次振動数	$f_{\phi Li}$	Hz	0.600
鉛直たわみ対数減衰率	δ_η	—	0.02
ねじれ1次対数減衰率	δ_ϕ	—	0.02

これら解析結果より主桁位置とフラッター発現風速の関係を図 4-3-19 にまとめた。これらの関係から主桁位置を内側に配置するにつれて Torsional Branch でのフラッター発現風

速が大きくなり、主桁位置 $c/B=0.233$ の断面において測定風速以下ではフラッターが発現せず、最も良好な耐風特性を示すことが分かる。しかし、さらに主桁位置を内側に配置することにより、Heaving Branch にてフラッターが発現し、急激にフラッター安定性が悪化することがわかる。このことから、このような断面辺長比 $B/D=10$ を有する端2主桁断面では幅員の約 1/4 点 ($c/B=0.233$) を境にそれよりも内側に配置することで、逆にフラッター発現風速が低下し、空力的に不安定化傾向を示すことが明らかとなった。つまり、主桁が幅員の 1/4 点付近に存在する位置に空力的な安定もしくは不安定を決定付ける境界が存在することが明らかとなった。

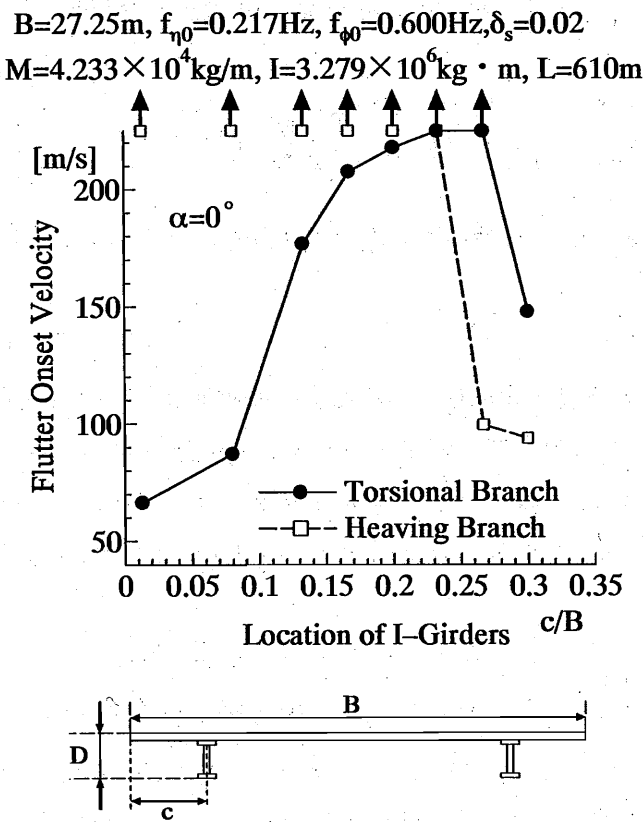


図 4-3-19 フラッター発現風速[m/s]と主桁位置 c の関係 ($B/D=10, \alpha=0^\circ$)

4. 3. 4 風の傾斜角の変化によるフラッター特性の考察

3. 5 節で述べたように π 型断面である端2主桁断面は迎角によって非常に敏感な特性を示すことが明らかとなっている。特に負迎角では図 4-3-20 に示すように高風速域において、ねじれ振動が安定化する風速限定型のねじれ振動が発現する。本節ではこのように高風速域でねじれ振動が安定化することについて非定常圧力特性の観点から考察する。

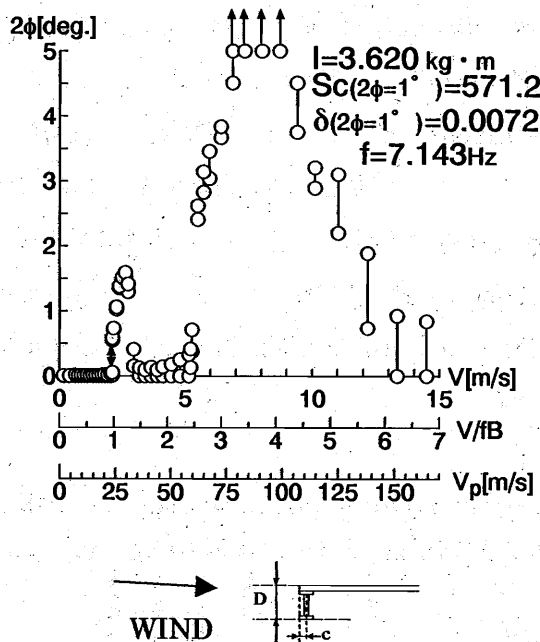
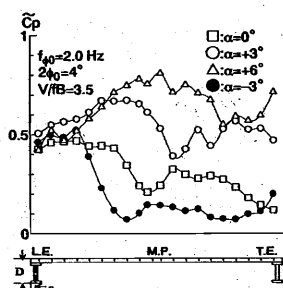


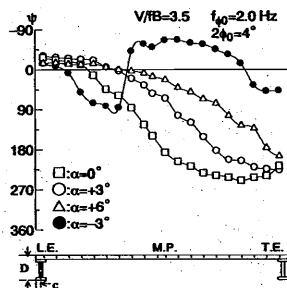
図 4-3-20 I 桁断面のねじれ振動特性に及ぼす迎角特性 ($c/B=0.013$, $B/D=10$, $\alpha=-3^\circ$)

風速限定型のねじれ振動が発現している無次元風速 $V/FB=3.5$ と安定化している無次元風速 $V/FB=12.0$ について考察する。風速一定で迎角を変化させた場合の非定常圧力特性を無次元風速 $V/FB=3.5$ について図 4-3-21, 無次元風速 $V/FB=12.0$ について図 4-3-22 に示す。なお、迎角 $\alpha=-3^\circ$ は他の迎角 α の白抜きプロット点と区別して、図中では●印で示している。

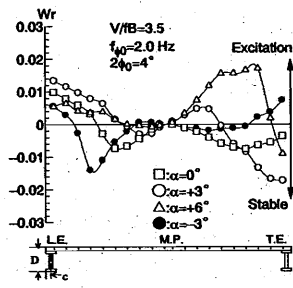
無次元風速 $V/FB=3.5$ の場合 (図 4-3-21), 上面の変動圧力係数 \tilde{C}_p は、迎角が大きくなる (正迎角) につれて、そのピークを示す位置が後流側に移動する。これは迎角 α が大きくなるにつれて、再付着点が後流側に移動したものと考えられる。位相差 ψ については、迎角 $\alpha=0^\circ$, $+3^\circ$, $+6^\circ$ の迎角において、前縁から後縁にかけて位相が遅れる同様な傾向が見られ、迎角 $\alpha=0^\circ$ から迎角が増すごとにその遅れ方は小さくなる。迎角 $\alpha=-3^\circ$ では $B/4$ 付近まで位相が遅れた後、一転して位相が進みほぼ一定を保ち後縁付近でまた遅れる。また、無次元仕事 W_r の分布形状については、迎角 $\alpha=+6^\circ$ の断面後流側で励振力が作用し、迎角 $\alpha=-3^\circ$ では後縁近傍で励振力が働いている。その他の迎角 $\alpha=0^\circ$ および $+3^\circ$ では減衰力が作用している。一方、下面における迎角 $\alpha=3^\circ$ については、位相が前縁から後縁にかけて 180° 以内で緩やかに遅れ、それにより後縁側に励振力が作用することであると考えられる。したがって、迎角 $\alpha=-3^\circ$ では下面の励振力によってねじれ振動が不安定化したものと考えられる。



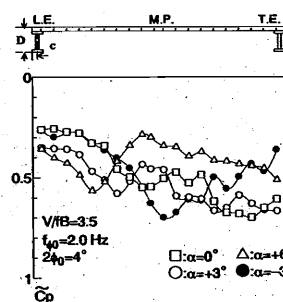
(a) 変動圧力係数 \tilde{C}_p (上面)



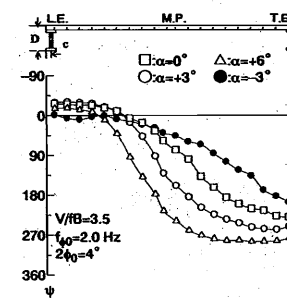
(b) 位相差 ψ (上面)



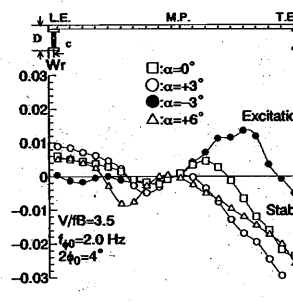
(c) 無次元仕事 W_r (上面)



(d) 変動圧力係数 \tilde{C}_p (下面)



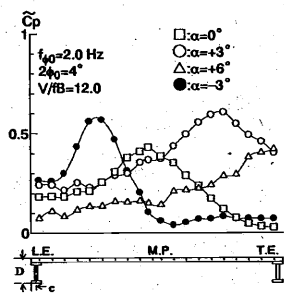
(e) 位相差 ψ (下面)



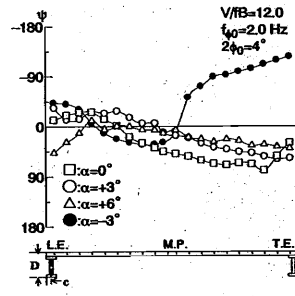
(f) 無次元仕事 W_r (下面)

図 4-3-21 I 桁断面 (上面・下面, $c/B=0.167$) の迎角変化における非定常圧力特性
(ねじれ 1 自由度強制加振, $B/D=10$, $V/fB=3.5$)

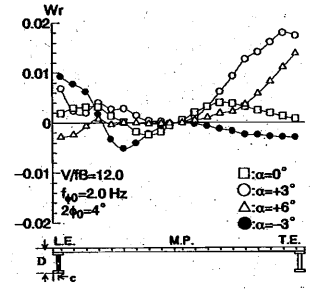
迎角 $\alpha=-3^\circ$ でねじれ振動が安定化している無次元風速 $V/fB=12.0$ の場合 (図 4-3-22), 上面での変動圧力係数 \tilde{C}_p は迎角 $\alpha=-3^\circ$ から迎角を増すにつれ, 値のピークを示す位置が下流側へと移動する. これは主桁を内側に設置した断面 ($c/B=0.167$) や断面辺長比の比較的大きい矩形断面[4]と同じ特性を示す. 迎角 $\alpha=+6^\circ$ では後縁にかけて値は増加するがピークは見られない. 位相差 ψ について, 負迎角 $\alpha=-3^\circ$ の場合, 上面では位相が断面中央付近から位相進みとなり, 主桁を内側に設置した断面 ($c/B=0.167$) や断面辺長比 $B/D \geq 15$ 以上の扁平な矩形断面[4]と類似した位相特性が見られる. 無次元仕事 W_r は負迎角 $\alpha=-3^\circ$ の場合のみ後流側で減衰力が作用していることがわかる. 下面における負迎角 $\alpha=-3^\circ$ の位相特性は断面側面を通して位相が進み, 後縁側に減衰力が働く. それによりねじれ振動が安定化することがわかる. 迎角 $\alpha=0^\circ$ を含む正迎角では後流側にかけて位相遅れを示し, 特に後流側に励振力が作用していることがわかる.



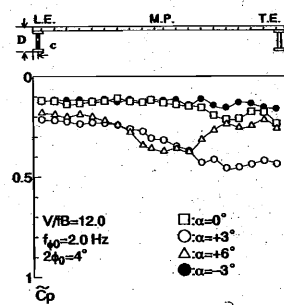
(a) 変動圧力係数 \tilde{C}_p (上面)



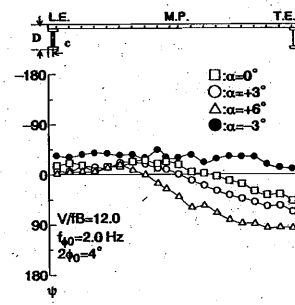
(b) 位相差 ψ (上面)



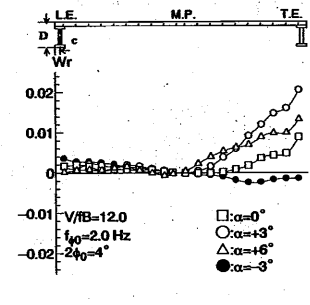
(c) 無次元仕事 W_r (上面)



(d) 変動圧力係数 \tilde{C}_p (下面)



(e) 位相差 ψ (下面)



(f) 無次元仕事 W_r (下面)

図 4-3-22 I 桁断面 (上面, $c/B=0.013$) の迎角変化における非定常圧力特性
(ねじれ 1 自由度強制加振, $B/D=10$, $V/B=12.0$)

以上より、無次元風速 $V/B=12.0$ の場合、迎角 $\alpha=0^\circ$, $+3^\circ$, $+6^\circ$ の上下面においては、位相が後縁にかけ緩やかに遅れ、後縁側で上下面とも励振力が作用し、その励振力がねじれ振動の不安定化の原因となっていることがわかる。一方、負迎角 $\alpha=-3^\circ$ の場合、上下面ともに他の迎角と位相特性が異なり、上面では断面中央付近から位相進みとなり、断面辺長比 $B/D \geq 15$ 以上の扁平な矩形断面と類似した位相特性になる。下面では断面側面を通して位相進みとなり、いずれも後縁側に減衰力が働き、高風速域でねじれ振動が安定化することがわかる。したがって、迎角を負迎角にすることで、特に高風速域で再付着点が前縁側に移動し、断面周りの流れ場が局所的な剥離バブルに起因する連成フラッタータイプへと変わること、ねじれフラッターが安定化したものと考えられる。

<参考文献>

- [1] 白石成人, 松本 勝: 充実構造断面の渦励振特性に関する基礎的考察, 第6回風工学シンポジウム論文集, pp.317-324, 1980.
- [2] 社団法人日本鋼構造協会: 構造物の耐風工学
- [3] 久保喜延, 巴本興正, 宮地真一: 橋梁断面の後縁形状と耐風特性, 第7回風工学シンポジウム論文集, pp.281-285, 1982.
- [4] 松本 勝, 新原雄二, 小林祐輔: 構造基本断面のフラッター発生機構に関する研究, 構造工学論文集, Vol.40A, pp.1019-1024, 1994.
- [5] Matsumoto, M., Daito, Y., Yoshizumi, F., Ichikawa, Y. and Yabutani, T.: Torsional flutter of bluff bodies, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol.69-71, pp.871-882, 1997.
- [6] 平井滋登: 橋梁基本断面の空力自励振動に関する研究, 京都大学大学院修士論文, 1990.
- [7] Matsumoto, M., Shirato, H. and Hirai, S.: Torsional Flutter Mechanism of 2-D H-Shaped Cylinders and Effect of Flow Turbulence, Proc. of 8th ICWE, 1992.
- [8] 松本 勝, 小林祐輔, 浜崎 博: 非定常空気力係数に着目したフラッター安定化策についての考察, 第13回風工学シンポジウム論文集, pp.377-382, 1994.
- [9] Matsumoto, M., Kobayashi, K., Niihara, Y., Shirato, H. and Hamasaki, H.: Flutter mechanism and its Stabilization of Bluff Bodies, Proc. of 9th ICWE, 1995.
- [10] Matsumoto, M., Hamasaki, H. and Yoshizumi, F.: On flutter stability of decks for super-long-span bridge, Japan Society of Civil Engineering, Structural Engineering / Earthquake Engineering 14, 1997.
- [11] Scanlan, R.H., Beliveau, J.G. and Budlong, K.S.: Indicial Aerodynamic Functions for Bridge Decks, Journal of the Engineering Mechanics Division, Proceedings of ASCE., Vol.100, EM4, pp.657-672, 1974.8
- [12] Matsumoto, M., Mizuno, K., Okubo, K., Ito, Y. and Kim, G.: Flutter Instability Mechanism—Coupled Flutter and Torsional Flutter, Proc. of The Sixth Asia-Pacific Conference on Wind Engineering (APCWE-VI), pp.542-550, 2005.
- [13] 大窪一正, 松本 勝, 水野恵介, 金 起男, 伊藤靖晃: 長大橋桁断面における連成フラッターの分枝特性, 土木学会第60回年次学術講演会, pp.581-582, 平成17年9月

第5章 耐風設計から見た斜張橋の力学特性

5. 1 概 説

構造物はその安全性を確保するため、風や地震、交通振動などの動的荷重に対し共振することをさけなければならない。外力の卓越振動数と構造物の固有振動数が一致すると外力の大きさによっては構造物の破壊に至ることもある。そのため、橋梁構造物のもつ固有振動数を把握することは耐風・耐震設計を行う上で非常に重要である。特に耐風設計において、これまで述べたように端2主桁断面はねじれフラッターの発生が予想されるため、適用する斜張橋の振動数などの動的諸元値によっては設計限界風速[1]をクリアできない可能性もある。したがって、 π 型断面である端2主桁断面のような矩形断面やH型断面より耐風性に劣る断面を斜張橋の主桁形式に適用させるには、斜張橋の全体剛性を高め、ねじれ振動数を大きくすることで耐風安定性を確保することが重要である。また、斜張橋は主桁・主塔・ケーブルでそれぞれ多様な形式を有することから、その組み合わせで考えると無数の形式のなかから選定することができる、きわめて形式選定における自由度の高い橋梁形式と言える。そのため、それらが斜張橋全体剛性に及ぼす影響について把握することも重要な課題の一つであると考えられる。さらに、耐風設計の観点から、どの程度の斜張橋にまで端2主桁断面が主桁形式として適用することが可能か、支間長別に固有振動数を把握し、その適用可能性を明確にすることは、計画する断面のフラッター限界風速が予測でき、断面自身のもつ耐風性をあらかじめ考慮した設計、すなわち性能設計への一助になるものと考えられる。

本章ではこれらの背景をもとに、5. 2節では、はじめに既存の斜張橋における固有振動数を形式ごとに分析することで、本研究で対象とする斜張橋形式の位置付けを明確にする。その上で、斜張橋のマルチケーブルが、どの程度斜張橋全体剛性に寄与しているか、固有値解析を中心とした斜張橋の力学特性について考察する。

5. 3節では端2主桁断面がどの程度の支間長まで適用可能か、合成桁断面である端2主桁断面の構造的な可能性を認識した上で、第4章までに得られた端2主桁断面の空力特性の観点から適用可能支間長について考察する。

5. 2 マルチケーブル斜張橋の力学特性

5. 2. 1 既存の斜張橋における固有振動数を用いた全体剛性の分析

斜張橋のみならず，橋梁のもつ固有振動数の低下はそれだけ空力振動の発現風速の低下につながり，桁のもつ耐風性能を下げることになり，耐風安全性確保に支障をきたすことになる．そこで，できるだけ桁に剛性を持たせ，振動数を増加させれば，フラッター発現風速は大きくなり，耐風安全性が確保できる．しかし，現在の社会情勢からも補剛桁を大型のトラス形式や耐風型多室箱桁形式にすることで剛性を確保することは，鋼重の増加につながり，比較的敬遠される傾向にある．そのため，結果的に桁剛性は小さくする方が経済性に有利となる場合が多い．そこでまずは国内における既存の斜張橋[2]～[13]において主桁形式，主塔形式，ケーブルの吊り形式をそれぞれの形式ごとに簡易的に分類し，各橋梁のねじれ振動およびたわみ振動の固有振動数に着目して，斜張橋形式による全体剛性への影響についてデータ分析を行う．それにより本研究で対象とする斜張橋形式の位置付けを明確にする．

表 5-2-1 既存の鋼斜張橋の 1 次固有振動数（たわみ・ねじれ振動）

		竣工年	最大支間長 (m)	幅員(全幅) (m)	主桁形状	主塔形状	吊形式	たわみ振動 1次固有振動数(Hz)	ねじれ振動 1次固有振動数(Hz)	振動数比 f_t/f_n
①	尾道大橋	1968	215	10.4	鋼床版2I桁	門型	2面 放射型	0.58	1.66	2.86
②	豊里大橋	1970	216	20.3	鋼床版1箱	A型	1面 ファン型	0.52	1.43	2.75
③	荒川大橋	1970	160	17.9	鋼床版1箱	1本柱	1面 ハープ型	0.75	1.45	1.93
④	末広大橋	1975	250	18.5	鋼床版1箱	A型	2面 ハープ型	0.47	1.45	3.09
⑤	六甲大橋	1976	220	21.5	鋼床版トラス	門型	2面 ファン型	0.94	2.05	2.18
⑥	水郷大橋	1977	179	25.5	鋼床版1箱	1本柱	1面 ハープ型	0.45	1.64	3.64
⑦	合掌大橋	1978	144	10.5	鋼床版2箱	門型	2面 ファン型	0.636	1.697	2.67
⑧	大和川橋梁	1982	355	30.0	鋼床版1箱	1本柱	1面 ハープ型	0.34	0.87	2.56
⑨	名港西大橋	1985	405	16.0	鋼床版1箱	A型	2面 ファン型	0.33	1.31	3.97
⑩	櫃石島橋	1988	420	27.5	鋼床版トラス	門型	2面 ファン型	0.429	1.029	2.40
⑪	岩黒島橋	1988	420	27.5	鋼床版トラス	門型	2面 ファン型	0.43	0.96	2.23
⑫	天保山大橋	1989	350	27.25	鋼床版1箱	A型	2面 ファン型	0.35	1.08	3.09
⑬	横浜ベイブリッジ	1989	460	40.2	鋼床版トラス	門型	2面 ファン型	0.339	0.773	2.28
⑭	生口橋	1990	490	24.1	鋼床版1箱	A型	2面 ファン型	0.33	0.773	2.34
⑮	東神戸大橋	1992	485	17.0	鋼床版トラス	門型	2面 ハープ型	0.276	0.712	2.58
⑯	鶴見つばさ橋	1993	510	38.0	鋼床版1箱	A型	1面 ファン型	0.21	0.501	2.39
⑰	名港中央大橋	1997	590	37.5	鋼床版1箱	A型	2面 ファン型	0.173	0.563	3.25
⑱	名港東大橋	1997	410	37.5	鋼床版1箱	A型	2面 ファン型	0.336	1.865	5.55
⑲	多々羅大橋	1999	890	30.6	鋼床版1箱	A型	2面 ファン型	0.223	0.498	2.23
⑳	新尾道大橋	1999	215	25.0	鋼床版1箱	1本柱	1面 ハープ型	0.479	1.127	2.35

※逆Y型主塔はA型主塔に分類する。

※多室箱桁や耐風形状多室箱桁などは1箱桁に分類する。

斜張橋は主桁・主塔・ケーブルでそれぞれ多様な形式を選択できることから、無数の形式を考案することができる。そこで、本節では各構造部材（主桁・主塔・ケーブル）の形式別の固有振動数を分析するにあたり、主桁形式は鋼床版1箱桁と鋼床版トラス桁に分類し、また、主塔形式は門型主塔（ケーブル面は直吊り）とA型主塔（ケーブルは面斜吊り）に、さらに、ケーブルの吊り形式としてハープ形式とファン形式、さらに1面吊りと2面吊りに分類することにする。ただし、逆Y型主塔はA型に分類し、多室箱桁は1箱桁に分類する。また、各橋梁の中央支間長とねじれ振動およびたわみ振動に分けたそれぞれの1次固有振動数を調査した。なお、これらの振動数は実橋による振動実験から得られたものと解析から得られたものがあるが、原則、解析値から得られた振動数を列挙した。表5-2-1にこれらの分類結果をまとめる。

次に表5-2-1より得られた中央支間長とねじれ振動およびたわみ振動の固有振動数の関係を図5-2-1に示す。

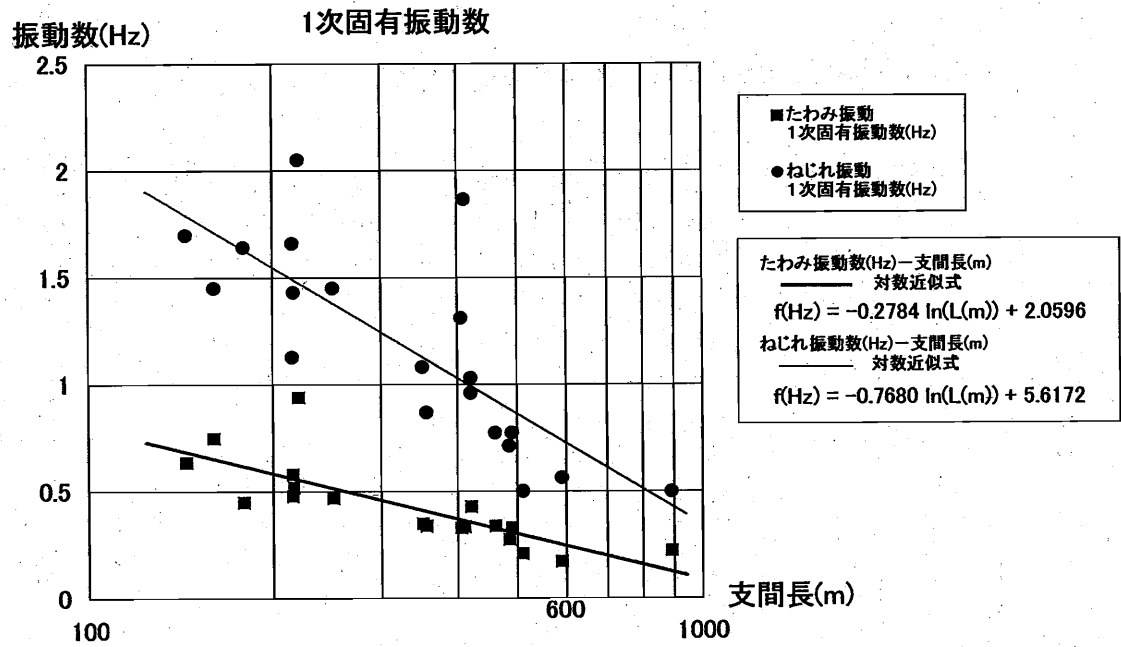


図5-2-1 斜張橋中央支間長と1次固有振動数の関係（既存橋梁）

また、図5-2-1より既存の斜張橋における支間長とたわみおよびねじれ1次振動固有振動数の関係式を式(5.1)および式(5.2)に示す。

$$f_{\eta}(\text{Hz}) = -0.2784 \ln(L(m)) + 2.0596 \quad (5.1)$$

$$f_{\varphi}(\text{Hz}) = -0.7680 \ln(L(m)) + 5.6172 \quad (5.2)$$

これらの式から、たとえば支間長 $L=600\text{m}$ の斜張橋では、主桁形式や主塔形式といった各部材形式を無視すれば、たわみ、ねじれ 1 次振動数はそれぞれ、 0.279Hz 、 0.704Hz と推定できる。

次に、表 5-2-1 に示すように主桁形式、主塔形式、吊り形式別に簡易的に分類したものを形式別に固有振動数の比較を行い、それらの形式が及ぼす剛性効果を分析する。ただし、本分析には母集団（サンプル数）が限られていることや斜張橋形式の高い自由度のため、ある形式の効果のみを比較（他の形式は同じ）することは困難である。したがって、本節ではグループ分けする同じ形式のみに着目して、その傾向を調べることにとどめておく。

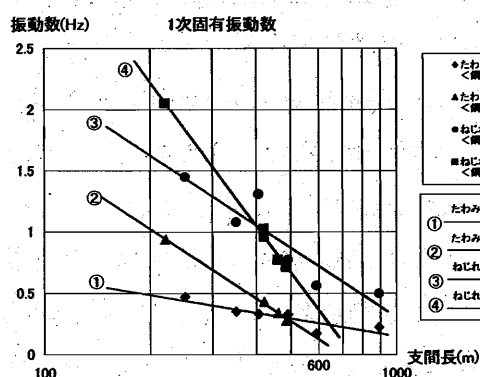
主桁形式に分類した支間長と 1 次固有振動数の関係を図 5-2-2(a) に示す。この図より主桁形式が鋼床版トラス桁の場合、桁の持つ剛性が高いため、支間長が短い場合、中央支間長 450m 付近を境に、たわみ 1 次・ねじれ 1 次とも振動数は鋼床版 1 箱桁よりも高くなる。しかし、支間長が 450m を超えるあたりから、トラスによる鋼重増加からたわみ 1 次・ねじれ 1 次とも鋼床版箱桁の場合に比べ、振動数は変わらなくなることがうかがえる。

次に、主塔形式別に分類した支間長と固有振動数の関係を図 5-2-2(b) に示す。主桁形式は A 型主塔で全てのケースが、鋼床版 1 箱桁を有する。また、門型主塔の場合は鋼床版トラスの他に鋼床版 2 箱桁、鋼床版 2 I 桁を含む。さらに、1 本柱、1 面吊りの斜張橋は対象外とした。図 5-2-2(b) から、主塔形式が A 型主塔の場合、ねじれの振動数で若干大きくなり、たわみの振動数では若干小さくなる傾向にある。このことから、主塔形式を A 型にすることでねじれに対する全体剛性の寄与は、その他の主桁形式や主塔形式の影響も考慮する必要があるものの、ある程度、期待できることが示唆される。

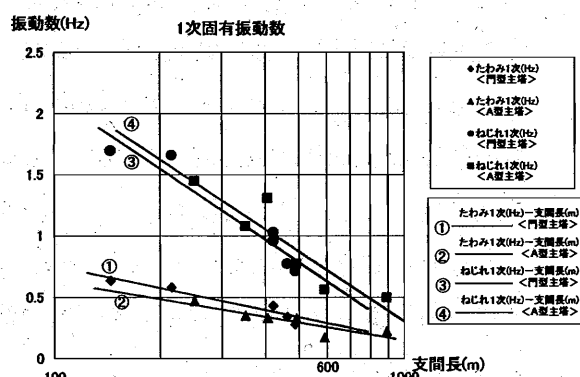
次に、ケーブルの吊り形式に分類した支間長と 1 次固有振動数の関係を図 5-2-2(c) に示す。図 5-2-2(c) から、吊り形式がハープ型よりもファン型の方がたわみ 1 次で振動数は全体的に若干高くなる傾向にある。これまで、ファン型はハープ型に比べてたわみ剛性が大きいこと、塔の曲げモーメントが小さくなることなどの利点を有する[13] ことなどが言われており、これらの裏付けになっているものと考えられる。つまり、ケーブルによって負担する桁重量をより鉛直方向に負担させた方が、全体剛性は高くなることが既存橋梁でも確認できる。図 5-2-2(d) にケーブルの 1 面吊り、2 面吊りに分類した支間長と 1 次固有振動数の関係を示す。ケーブル面を 2 面吊りにした方がねじれ振動数およびたわみ振動数は全体的に高くな

る。したがって、2面吊りの方が全体剛性の寄与が大きいことが既存橋梁でも確認できる。

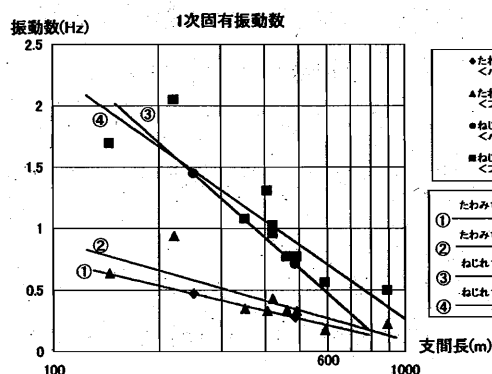
これら既存橋梁の固有振動数のデータを分析することにより、既存橋梁においても主塔形式が門型よりも A 型主塔の方が、また吊り形式がハープ型よりファン型の方が、さらに1面吊りより2面吊りの方がねじれ1次振動に対して、全体剛性の効果が期待できる傾向にあることが確認できる。したがって、本研究で対象とする斜張橋は、ねじれ剛性の小さい開断面を主桁形式としているため、ある程度、全体剛性が高い形式となる逆 Y 型主塔の2面吊り、さらにファン形式の斜張橋を前提としている。



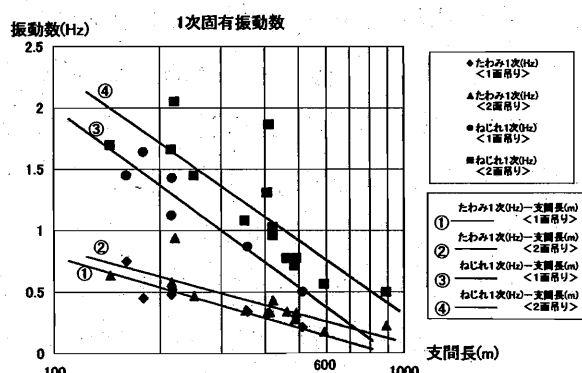
(a) 主桁形式による分類



(b) 主塔形式による分類



(c) 吊り形式による分類



(d) 1面および2面吊りによる分類

図 5-2-2 各斜張橋要素の形式別の支間長と1次固有振動数の関係

5. 2. 2 マルチケーブル形式が斜張橋全体剛性に及ぼす影響

斜張橋は主桁・主塔・ケーブルで構成される極めて自由度の高い橋梁形式であることは先に述べた。そこで、斜張橋の全体剛性に寄与すると考えられるケーブル配置 (図 5-2-3), 特にケーブルの段数による形式選択が, 耐風安全性確保にも重要な役割を果たすことが考えられる。また, 第3章で述べたように端2主桁断面は桁高が低いほど耐ねじれフラッターに対して有効であることから, 主桁高をできるだけ抑えることも耐風設計上, 重要である。そこで, マルチケーブル形式に着目して, そのケーブルシステムが及ぼす斜張橋全体剛性の効果について考察する。

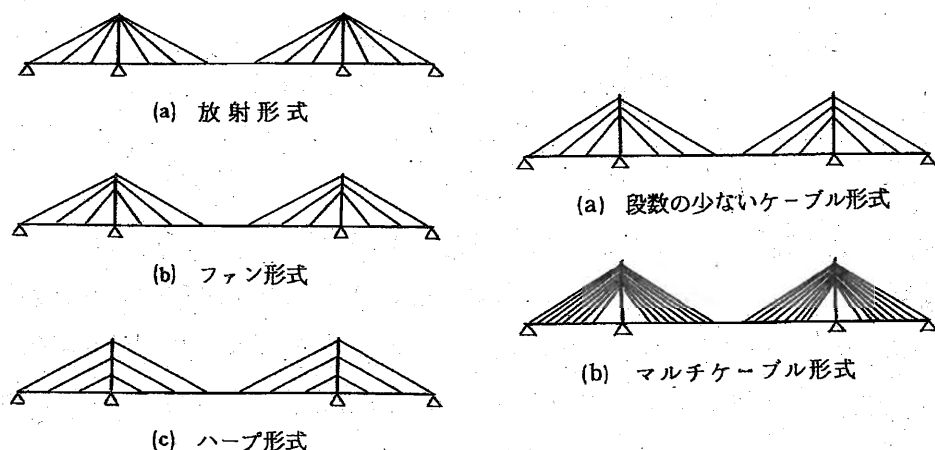


図 5-2-3 斜張橋におけるケーブル配置[13]

はじめに斜張橋におけるケーブルの力学的な役割について, その概要[14]を述べる。斜張橋は中間の橋脚上に立ち上げたタワーより斜めに張ったケーブルで, 主桁をはじめとする死荷重や活荷重を吊り下げる橋梁構造物である。

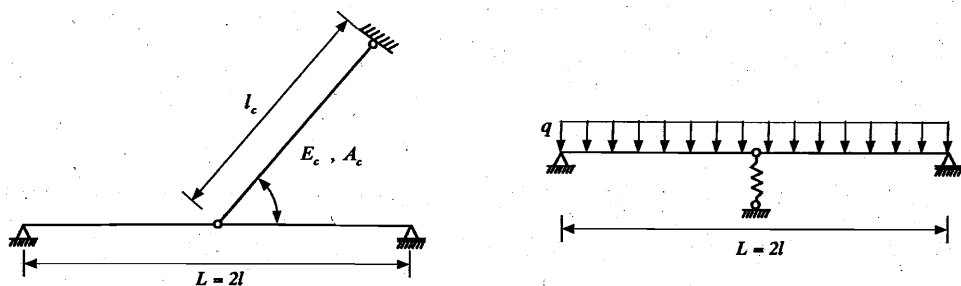


図 5-2-4 斜張橋における弾性モデル[14]

したがって、斜張橋に作用する荷重がケーブルの引張力で受け持たれるので、主桁はケーブル定着点で図 5-2-4 に示すような弾性支持されたものとして挙動する。

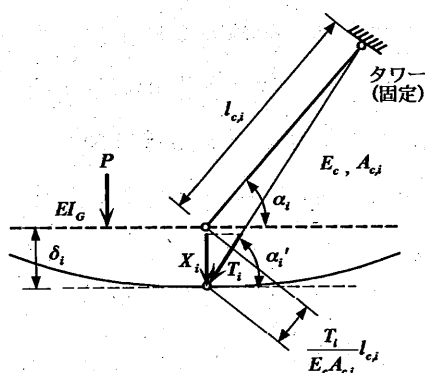


図 5-2-5 ケーブルのバネ作用[14]

斜張橋に任意の荷重が作用するとき、主桁は下向きに変位し、たとえば、ケーブル取付け点 \$i\$ は鉛直下方に \$\delta_i\$ だけたわむものとする。このとき、ケーブルには引張力 \$T_i\$ が作用しているため、ケーブルはその長さ方向に \$T_i l_{c,i} / E_c A_{c,i}\$ だけ伸びる。変位 \$\delta_i\$ が微小なるものであり、変位後のケーブルの傾斜角が \$\alpha_i' \cong \alpha_i\$ であると仮定すれば、図 5-2-5 に示すような幾何学的な関係により、下式の関係式が成り立つ。

$$\delta_i \sin \alpha_i = \frac{T_i}{E_c A_{c,i}} l_{c,i} \quad (5.3)$$

一方、ケーブルの取付け点 \$i\$ に作用する鉛直力 \$X_i\$ とケーブル張力 \$T_i\$ との関係は \$X_i = T_i \sin \alpha_i\$ とおけることから、ケーブルを弾性支承とみなしたときのばね定数 \$k_i\$ は下式のように容易に求まることになる。

$$k_i = \frac{E_c A_{c,i}}{l_{c,i}} \sin^2 \alpha_i \quad (5.4)$$

このように斜張橋は、その全体剛性を考える上で主桁剛性の他にケーブルの伸び剛性が深く関わってくる構造物であることがわかる。図 5-2-4 に示すような等分布荷重 \$q\$ が満載する最も簡単な斜張橋のモデルに作用する曲げモーメントは図 5-2-6 のようにプロットすることができる。\$k = 0\$ のとき、すなわちケーブルが存在しないときは単純桁とした場合の曲

げモーメント分布となり、 k を大きくし、すなわち、ケーブル合成を高め、最終的に $k = \infty$ まで高められたとしたら、連続桁の曲げモーメント分布になる。このことから、斜張橋の曲げモーメント分布は単純桁と連続桁の中間の分布を示し、さらにケーブルを多く張ることによって曲げモーメント分布を平滑化でき、主桁剛性を小さくできるため、斜張橋の主桁を経済的に設計することが可能である。

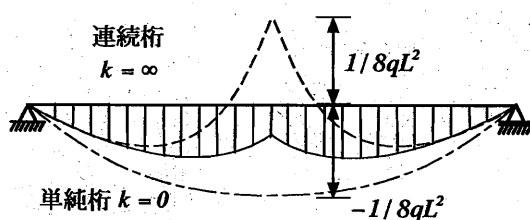


図 5-2-6 斜張橋における曲げモーメント分布[14]

次にケーブルの伸び剛度 $E_c A_c$ と主桁の曲げ剛度 EI_G との関係について調べる。O'Connor[15]は放射型のスパン割 $0.4L + L + 0.4L$ となる3径間斜張橋(タワー高さ $0.16L$)について、その代表的な断面で曲げモーメント(M)およびケーブル引張力(T)の影響線を求めている。これらの図を図 5-2-7 に示す。これら図では全スパン長 L_T の 2 乗を乗じた無次元パラメータ $E_c A_c L_T^2 / (EI_G)$ が導入されており、無次元パラメータ $E_c A_c L_T^2 / (EI_G)$ が大きい、すなわちケーブルの占める割合を大きくすればするほど曲げモーメントは小さくなり、ケーブル定着点が剛支持された連続桁としての特性に近づくとしている[14]。また、ケーブル引張力はパラメータ $E_c A_c L_T^2 / (EI_G)$ が大きくなるのに伴って増大することから、ケーブルの伸び剛度をどの程度に設定すべきかは、別途検討する必要がある。逆に無次元パラメータ $E_c A_c L_T^2 / (EI_G)$ を小さくしてケーブルの占める割合を小さくすれば、それだけ主桁に作用する曲げモーメントは大きくなり、主桁剛性が必要となることがわかる。

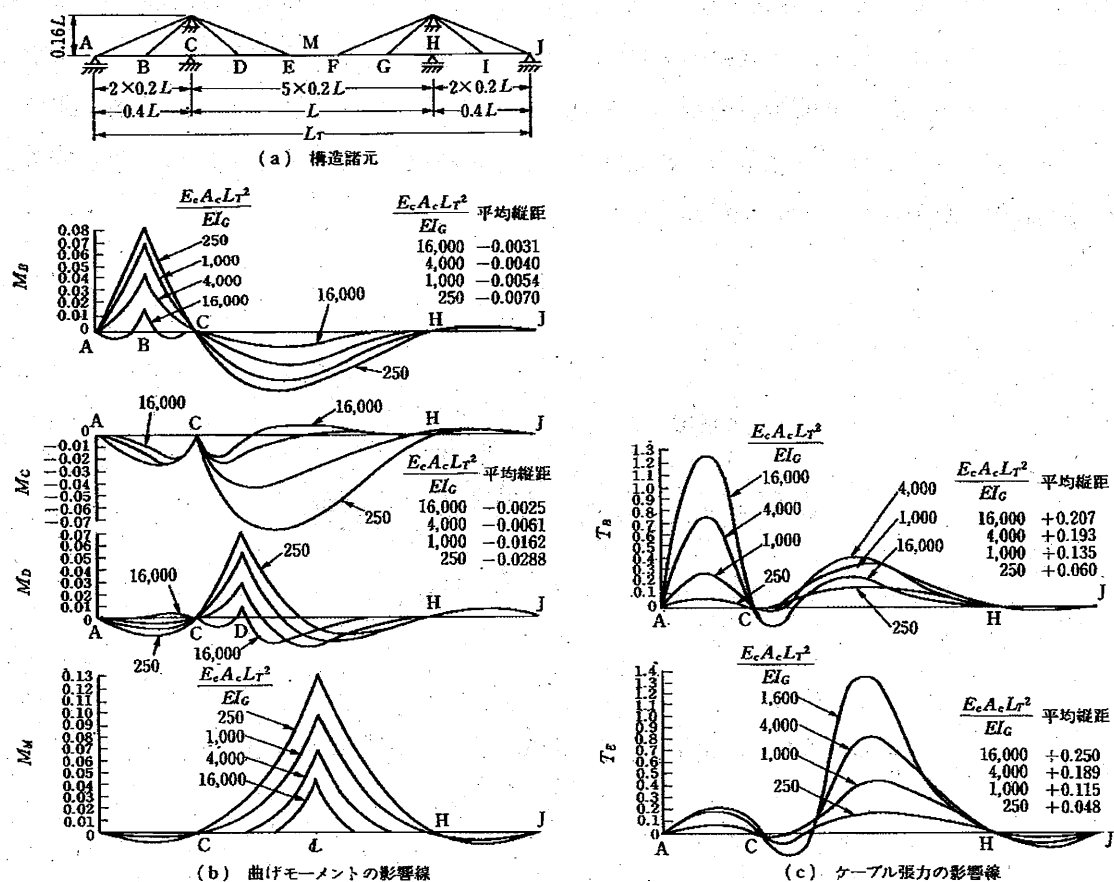


図 5-2-7 斜張橋断面力の影響線の一例[15]

ここで、実際の中央支間長 600m 級の斜張橋においてそのケーブル配置をマルチケーブルにすることで、どの程度の主桁曲げ剛性を必要とするのか、道路橋示方書・同解説（平成 14 年 3 月）（以下、道示）[16]による制約の範囲で行った構造解析をもとに検討を行う。本研究で対象とする 19 段のケーブル配置に対して 50%, 25% にケーブル本数を減らしたものと、逆に 200% に増やしたもので主桁曲げ剛性を比較する。ただし、実際の斜張橋の設計においては安全性を確保するために強度、変形などを考慮する必要がある、道示による活荷重たわみを許容値（斜張橋の場合 $L/400$, L : 支間長）に抑える必要がある。これらを考慮してある架空の断面を想定し、構造解析を行った。それらの結果を図 5-2-8 に示す。また中央支間中央付近の負曲げのモーメントが作用する付近と中央支間側の中央支間長 $L/4$ 点付近の剛性を図 5-2-9 に示す。

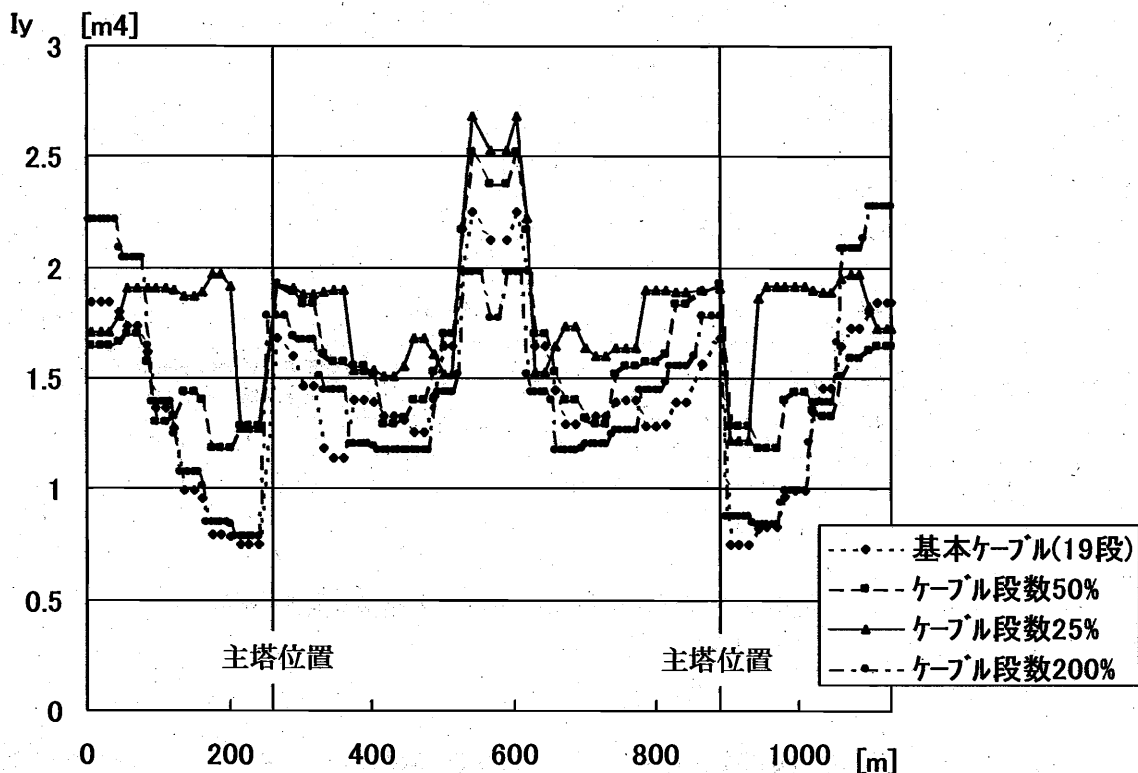


図 5-2-8 中央支間長 600m 級の斜張橋における主桁曲げ剛性分布

これらの図から、実際の中央支間長 600m 級の斜張橋においてもケーブル段数を減らし、ケーブルの占める割合を減らすと、それだけ主桁曲げ剛性が必要となり、前述したことに符合する。一方、ケーブル段数を多くしてマルチケーブルの効果を増やすと、理論上は主桁に作用する断面力に抵抗するだけの主桁曲げ剛性だけを確保するまで、その剛性を減らすことができるが、全体変形、つまり活荷重たわみの影響を考慮すれば、主桁曲げ剛性はケーブルを占める割合ほど減らすことができないことが考えられる。さらに局所的な変形の制約、いわゆる局所的な輪荷重による部材のたわみや横倒れ座屈などを防止することを考えれば、さらに主桁曲げ剛性を高くする必要がある。したがって、ケーブル剛性を高くしてケーブル重量を増やす効果と、主桁曲げ剛性を増やして主桁鋼重を増やす効果には経済性、さらには耐風安定性確保のための全体剛性を絡めた最適値が存在するものと考えられる。以上より、実際の中央支間長 600m 級斜張橋の構造解析から、ケーブル段数を減らし、ケーブルの占める割合を減らすと、それだけ主桁剛性が必要となるが、全体の変形や局所的な変形を考慮すれば、主桁曲げ剛性はケーブルを占める割合と比例せず、一定の剛性以上が必要となることが考えられる。

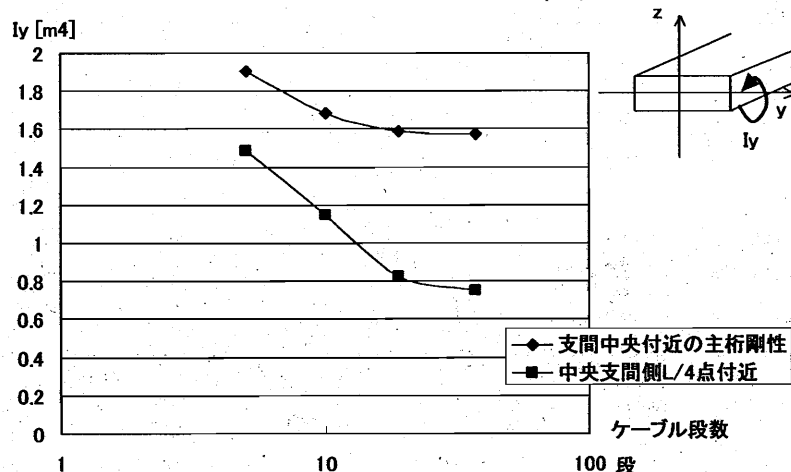


図 5-2-9 中央支間部における主桁曲げ剛性分布

次に、マルチケーブル斜張橋において、斜張橋全体剛性に及ぼすケーブル剛性の寄与率を考察するため、端2主桁断面（I桁）のねじり剛性のみを変化させて、そのねじれ振動数を固有値解析により求めた。その結果を図 5-2-10 に示す。ただし、試設計における端2主桁断面（I桁）のねじり剛性は 0.178m^4 である。

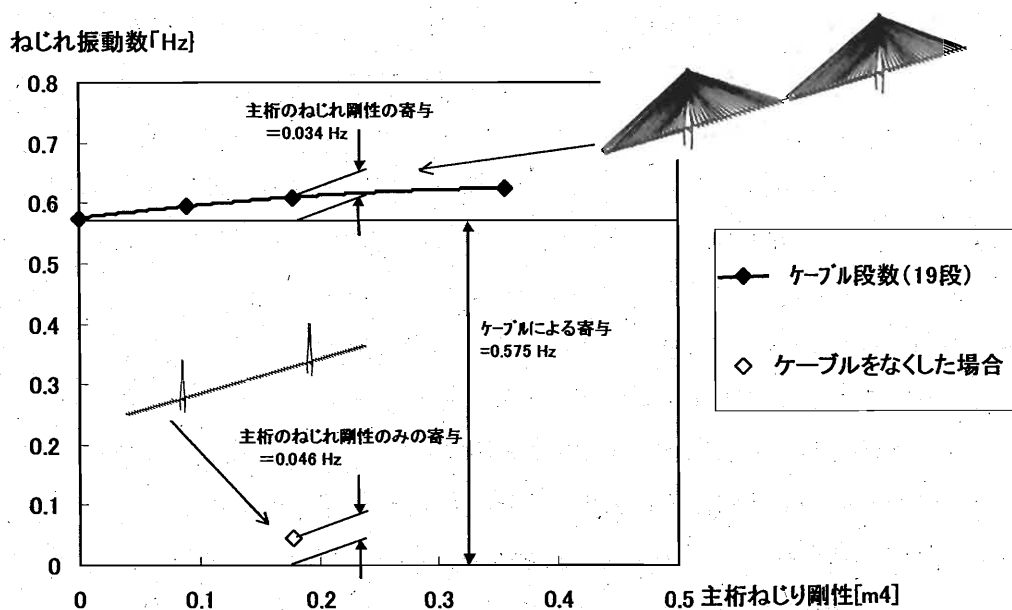


図 5-2-10 ケーブルシステムが及ぼす斜張橋全体剛性の寄与率

図 5-2-10 より中央支間長 600m 斜張橋の全体剛性に及ぼすケーブルシステムの寄与率は 94.4% ($0.575\text{Hz}/0.609\text{Hz}$) となり、マルチケーブル形式の斜張橋では、ケーブルシステムが圧倒的に剛性を与えていると言える。また、端 2 主桁断面では開断面のため、主桁のねじり剛性が小さく、通常の 1 箱桁断面と大きく異なる。そこで、図 5-2-11 に示すように、ある 1 箱桁断面を想定し、その主桁ねじり剛性を 4.5m^4 程度であることを考慮すると、そのケーブルシステムの寄与率は小さくなるものの、その寄与率は 70.5% ($0.575\text{Hz}/0.816\text{Hz}$) となり、ケーブルシステムがかなりの割合で斜張橋の全体剛性に貢献していることがわかる。

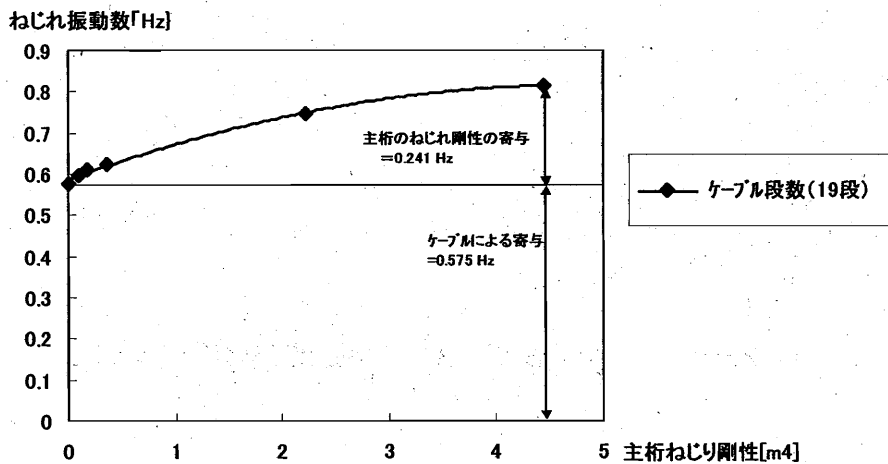


図 5-2-11 ケーブルシステムが及ぼす斜張橋全体剛性の寄与率

さらに、斜張橋全体剛性におけるケーブル段数の効果について考察する。ここでは、ケーブル段数のみの効果を調べるために、ケーブルのトータル質量およびトータル断面積はどのモデルも同じとする。図 5-2-12 にケーブル段数に及ぼす斜張橋全体剛性の効果について示す。これらの図より、ケーブル段数を増やすとねじれ振動数が大きくなり、斜張橋全体剛性の増加が見込まれる。しかし、段数を増加させることによる全体剛性の増加の効果は比例的に大きくなることはなく、その増加率は次第に小さくなることがわかる。したがって、斜張橋のケーブル段数の決定には主桁の耐風特性に関する安全性、ケーブルコストにかかる斜張橋全体の経済性など総合的な判断による選定が必要であると考えられる。

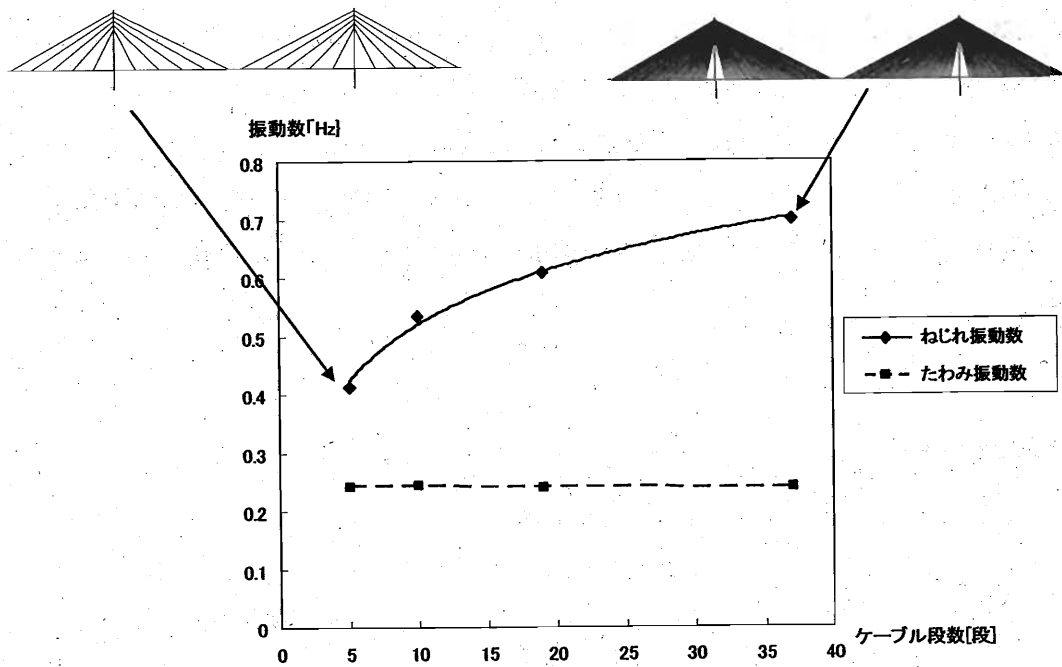


図 5-2-12 ケーブル段数に及ぼす斜張橋全体剛性の効果

先に述べたように、主桁のねじり剛性よりもケーブルシステムによる剛性効果の方が斜張橋全体剛性に占める割合が高い、言い換えると、主桁形式はそのねじり剛性に関係なく、空気力学的な側面のみで決定すればよいことにもなり、ケーブル定着付近の補剛を無視すれば、主桁形式が平板でも可能と言うことになる。そこで、仮に主桁形式が平板であるとすると、式(5.5)に示す Selberg の提案する経験公式[17]から、耐風安定性は十分に確保できることが見込まれる (図 5-2-13)。

$$V_f = 0.44 \omega_\phi B \left[\frac{\left\{ 1 - (\omega_y / \omega_\phi)^2 \right\} \nu^{1/2}}{\mu} \right]^{1/2} \quad (5.5)$$

ここで、 ω_y 、 ω_ϕ はそれぞれ曲げとねじれの固有振動数であり、 $\mu = \pi \rho B^2 / 2m$ 、 $\nu = 8r^2 / B^2$ 、 r は断面の回転半径である。

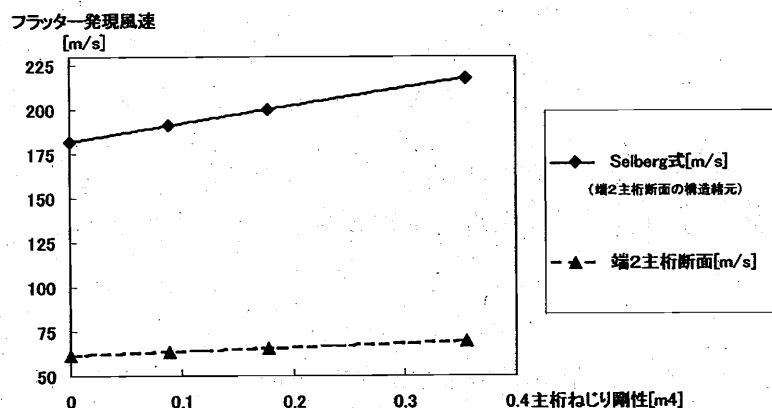


図 5-2-13 Selberg 式におけるフラッター発現風速の推定

しかし、主桁断面が平板であるとした場合、その剛性不足ゆえに橋軸方向ケーブル定着間の主桁変形（鉛直方向のたわみ変形）や主桁に橋軸方向の軸力が作用するための座屈の問題が挙げられる。そこで、主桁形式を平板とした場合について断面辺長比 B/D をパラメータとした座屈荷重について考察する。斜張橋の主桁に作用する圧縮軸力は図 5-2-14 を参照して、式(5.6)で表現できる[18]。

$$N = \int_0^{L_c/2} q \left(\frac{x}{h_T} \right) dx \quad (5.6)$$

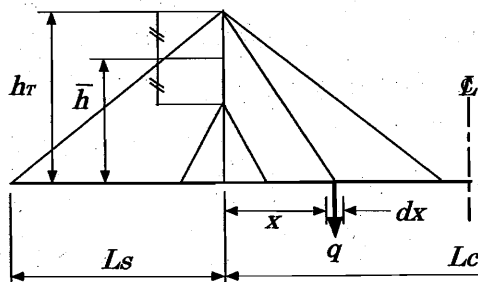


図 5-2-14 斜張橋モデルと外荷重 q

主塔基部に着目し、 $x = L_c / 2$ 、 $N=0$ であるとする、最大軸力 N_{max} は主塔基部で発生し、式(5.7)となる。

$$N_{max} = \frac{qL_c^2}{8h_T} \quad (5.7)$$

また、活荷重を考慮すると、一般的には外荷重 q を死荷重および活荷重の和として式(5.8)で表現できる。また、一般的には活荷重と死荷重の大きさの比 ω は 0.2 とすることができる [18].

$$q = W_D + p = W_D(1 + \omega) \quad (5.8)$$

ただし、本研究における活荷重は、断面辺長比 B/D をパラメータにとるため、死荷重が変化すると活荷重も変化することになる。そのため、道示の活荷重の考えに則った活荷重を設定することにする。さらに主桁に作用する曲げモーメントを弾性床上の梁モデルに置換した場合、最大軸力が作用する塔基部近辺の発生曲げモーメントについて、塔基部上は支点上となり $k = \infty$ とした連続桁の曲げモーメント分布として作用するものと仮定する。これらから算出された断面力から矩形断面の断面辺長比 B/D をパラメータ (D を変化) として応力を算出し、図 5-2-15 に示す座屈荷重と比較する。矩形断面は鋼鉄で全て満たされている板形状と中空角パイプ形状の 2 種類の平板を考慮した。座屈荷重としては式(5.9)で示すオイラーの座屈式 [19] と式(5.10)で示す横倒れ座屈式 [19] の他に、材料の非弾性域 (非線形性) を考慮し、F.Engesser [20] が提唱した接線剛性理論による塑性座屈荷重 (式(5.11)) で評価する。さらに設計値として、例えば、ランキン・ゴードン式 (式(5.12)) [20] による耐荷力曲線を参考としてプロットする。ただし、図中における材料的な非線形を考慮したプロットは許容応力と比例限界が同じと仮定し、実際の引張試験結果での非弾性領域の挙動に合わせた。また、鋼材の降伏点は標準降伏点とした。

$$\sigma_{cr} = \frac{P_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 EI}{Al^2} \quad (5.9)$$

ただし、 l : 有効座屈長、 EI : 曲げ剛度

$$\sigma_{cr} = \sqrt{\frac{\pi^2 EI_y GK}{W_x^2 l^2} + \frac{\pi^4 E^2 I_y I_\omega}{W_x^2 l^4}} \quad (5.10)$$

ただし、 W_x : 弾性断面係数、 EI_y : 弱軸まわりの曲げ剛度、 GK : 断面のねじり剛度、

EI_{ω} : 断面のそりねじり剛度

$$\sigma_{cr} = \frac{P_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 E_t I}{Al^2} \quad (5.11)$$

ただし, E_t : 接線剛性係数

$$\sigma_{cr} = \frac{\sigma_a}{1 - \gamma(l/\gamma)^2} \quad (5.12)$$

ただし, l/γ : 細長比, $\gamma = \sqrt{I/A}$: 断面 2 次半径

図 5-2-15 からわかるように, 中空タイプの矩形断面で平板 ($B/D=\infty$) から断面辺長比を小さくすると横倒れ座屈が先に起こる. さらに断面辺長比が小さい断面では, オイラー座屈による座屈が発生する. そのため, たとえ主桁形式のねじり剛性に関係なく, 斜張橋の全体剛性が確保でき, 空気力学的な判断のみで平板を主桁に適用しても, 主桁に作用する軸圧縮力により座屈が発生するため, たとえば箱桁のような座屈に耐えうる程度の剛性が必要であることが考えられる. また, ランキン・ゴードン式のような許容応力度を考慮した設計値で考えた場合, 中空タイプの矩形断面で $B/D=15$ 程度の矩形断面まで Bluff な断面にする必要があると考えられる. また, 道示による活荷重たわみなどの制約などを考慮すれば, 最終的に現在ある斜張橋のような断面辺長比が必要になるものと考えられる.

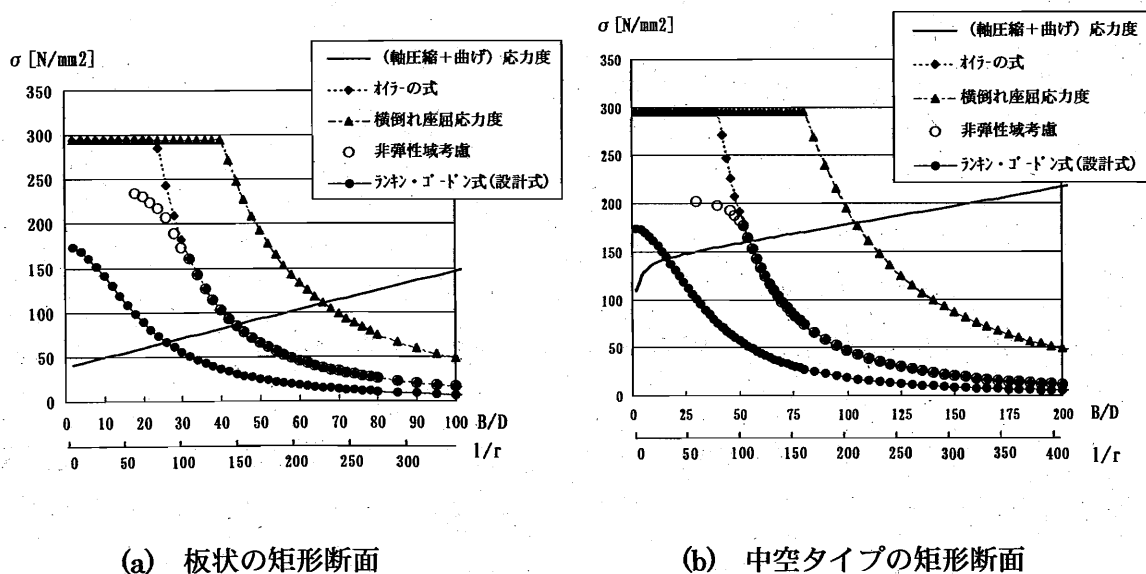


図 5-2-15 矩形断面の発生応力度と座屈荷重の評価

5. 3 端2主桁断面の斜張橋適用可能支間長の検討

5. 3. 1 構造的観点からの適用可能支間長の概要

斜張橋に端2主桁断面のような合成桁を採用する場合、前節で述べたような主桁に作用する軸力に対して、その圧縮力は床版の主材料であるコンクリートが受け持つことになる。したがって、斜張橋が長支間化すると主桁に作用する軸力が大きくなり、それを受け持つコンクリートの圧縮強度が耐風安定性確保の他に長支間化への障壁の一つとなることが考えられる。そこで、本節では、はじめに、文献[18][21]を参考に床版から見た合成斜張橋の適用可能性について、その概要を述べることにする。

軸力に抵抗するコンクリートと鋼の断面積をそれぞれ A_c 、 A_s とすれば、死荷重 W_D および主桁に作用する最大軸力はそれぞれ、式(5.13)、式(5.14)で表される。

$$W_D = 1.3\gamma_c A_c + \beta\gamma_s A_s \quad (5.13)$$

ここで、1.3：舗装や高欄を考慮する係数

β ：床組や横補剛材など軸力に抵抗しない鋼重量を考慮するための係数

γ_c ：コンクリートの単位体積重量 (24.5kN/m³)

γ_s ：鋼の単位体積重量 (77.0kN/m³)

主桁の最大軸力は式(5.8)で与えられる。

$$N_{\max} = \frac{(1.3\gamma_c A_c + \beta\gamma_s A_s)L_c^2}{8h'}(1+\omega) \quad (5.14)$$

ここで、 L_c ：中央支間長

ω ：活荷重の死荷重に対する比率

h' ：主塔の主桁上から塔内のケーブル定着区間の中間までの高さ

よって、コンクリートの圧縮応力度は、鋼とコンクリートのヤング係数比を n として、式(5.15)で与えられる。

$$\sigma_{\max} = \frac{1.3\gamma_c A_c + \beta\gamma_s A_s}{A_c/n + A_s} \frac{L_c^2}{8h'}(1+\omega)/n \quad (5.15)$$

ここで、 $n_{sc} = A_s / A_c$ 、 $n_{h'} = L_c / h'$ (スパンに関係なく一定 (相似形)) を式(5.15)に代入すると

$$\sigma_{\max} = \frac{1.3\gamma_c + \gamma_s \beta n_{sc} n_{h'} (1 + \omega)}{1 + n n_{sc}} \frac{L_c}{8} \quad (5.16)$$

となり、コンクリートの圧縮応力度と支間長との比例式なる。この圧縮応力度に床組みとしての輪荷重による板曲げ応力度を足し合わせ、想定する斜張橋の諸元を代入するとコンクリートの最大圧縮強度が求まる。このことより、コンクリート強度 50~60N/mm² の高強度コンクリートを使用すれば、中央支間長が 500m 程度の斜張橋建設までは十分に可能であることがわかる。さらにケーブルをラジアルタイプ (放射形式) にすると、 n_h が小さくなり、一層の長支間化が可能であると考えられる。

したがって、合成桁 (端 2 主桁断面) は耐風安定性を確保できれば、構造的には中央支間長 300~600m の範囲で競争力が発揮できる形式と考えられている。

5. 3. 2 空力特性から見た適用可能支間長の実験的検討

次に端 2 主桁断面が斜張橋主桁形式としてどの程度の支間長まで耐風安定性が確保でき、適用可能なのか、さらに、斜張橋に適用する端 2 主桁断面がどの程度の支間長で、どれだけの耐風性能を有するのか、これまでに得られた端 2 主桁断面の空力特性を用いて、空力特性から見た端 2 主桁断面の適用可能性について考察を行う。具体的には異なる支間長を有するマルチケーブル斜張橋の固有値解析を行い、それらの結果と第 4 章で行った複素固有値解析によるフラッター解析の結果を融合し、3次元によるグラフ化を行い、適用可能支間長を検討する。

はじめに、異なる支間長を有するマルチケーブル鋼斜張橋の概略設計を行い、各支間長の断面性能を求めた。対象とする斜張橋の中央支間長は 200m、400m、600m、800m の 4 種類で有効幅員は 27.25m (6 車線)、桁高 (床版厚含む) 3.0m の I 桁とし、PC 床版を想定 (床版厚 455mm (平均)) した全幅有効の合成桁とした。主塔形式およびケーブル形式は前節で述べたように、主桁に寄与する見かけの剛性効果が期待できる形式、いわゆる主塔形式は鋼製の逆 Y 型主塔、ケーブル形式はマルチケーブル形式でかつファン形式の 2 面吊りを想定した。詳細な構造条件は表 5-3-1 に示す。

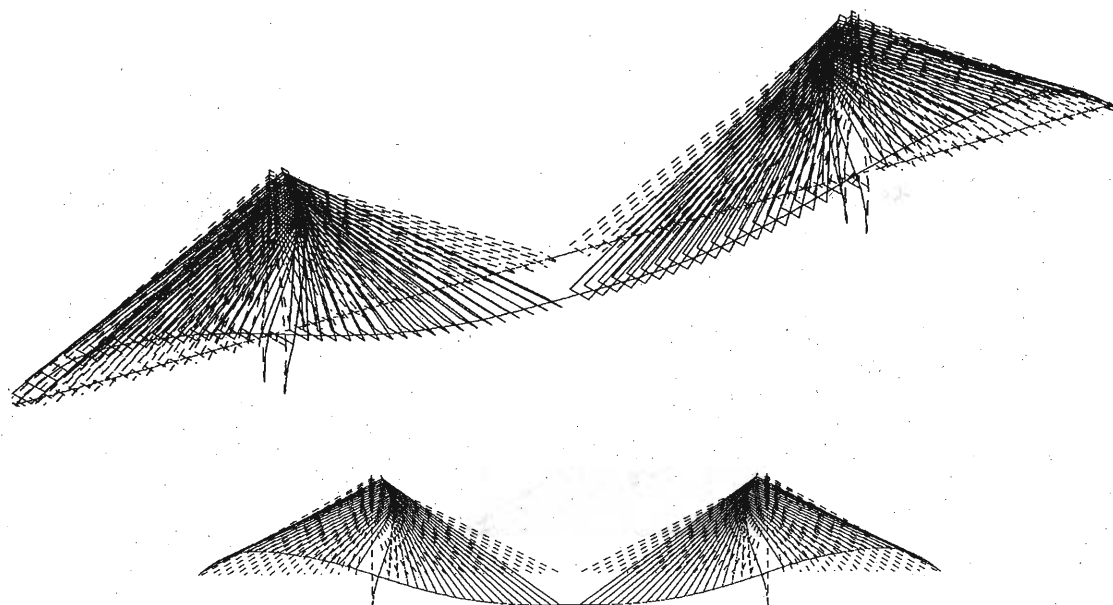
表 5-3-1 固有値解析に用いた鋼斜張橋の構造形式

緒元	記号	単位	実橋値			
形式			3径間連続合成桁斜張橋			
吊り形式			2面吊りマルチケーブル形式			
主桁形式			2主I桁			
車線数			6車線(片側3車線)			
有効幅員			27.25			
中央支間長	L_i	m	200	400	600	800
桁高	D	m	3.0			
ケーブル段数		段	7	12	19	24

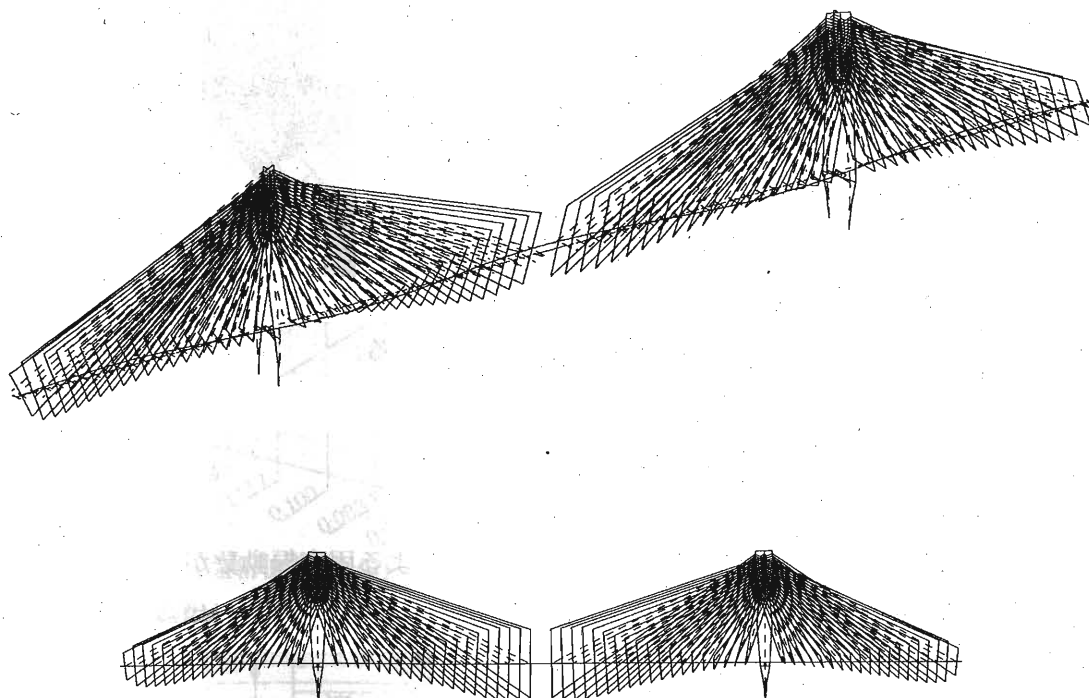
それらの諸元値を用いた固有値解析結果を表 5-3-2 に示す。また、モード図を図 5-3-1 に示す。固有振動数について図 5-3-2 にグラフ化を行い、既存の斜張橋の固有値と比較検討する。図 5-3-2 よりたわみ振動の固有振動数は既存の斜張橋から推定した固有振動数とほぼ一致する。一方、ねじれ振動の固有振動数は支間長が小さくなるほど既存橋梁の近似式とずれる。これは解析を行った斜張橋の幅員が6車線と比較的大きく、ねじれによる慣性モーメントが比較した既存の斜張橋よりも大きくなるためであると考えられる。

表 5-3-2 端2主桁断面を有する鋼斜張橋の1次固有振動数（鉛直曲げおよびねじれ振動）

緒元	記号	単位	実橋値			
中央支間長	L_i	m	200	400	600	800
等価質量	m_{Li}	kg/m	2.760×10^4	3.088×10^4	3.402×10^4	3.948×10^4
等価質量慣性モーメント	I_{Li}	kg・m/m	1.385×10^6	1.695×10^6	2.929×10^6	3.043×10^6
鉛直たわみ1次振動数	$f_{\eta Li}$	Hz	0.614	0.334	0.240	0.149
ねじれ1次振動数	$f_{\phi Li}$	Hz	1.066	0.789	0.609	0.494



(a) たわみ 1 自由度 ($f_{\eta L600}=0.240\text{Hz}$)



(b) ねじれ 1 自由度 ($f_{\phi L600}=0.609\text{Hz}$)

図 5-3-1 固有値解析によるモード図 (L=600m)

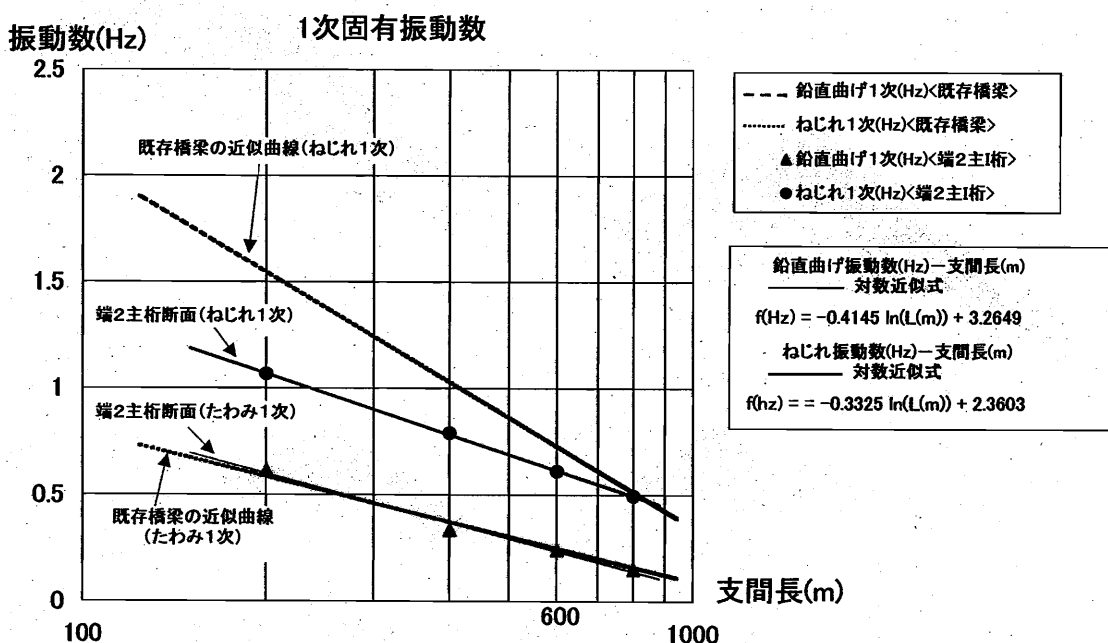


図 5-3-2 支間長と 1 次固有振動数の関係<固有値解析結果>

図 5-3-2 の近似曲線から端 2 主桁断面の斜張橋における支間長とたわみ振動 1 次固有振動数の関係式を下記に示す。

$$f_{\eta}(Hz) = -0.4145 \ln(L(m)) + 3.2649 \quad (5.17)$$

さらに、ねじれ振動 1 次固有振動数の関係式は下式になる。

$$f_{\varphi}(Hz) = -0.3325 \ln(L(m)) + 2.3603 \quad (5.18)$$

これらの式を用いることで端 2 主桁断面の支間長による固有振動数が推定できる。ただし、幅員 B が 30m (車線数が 6 車線) に場合のみ適用でき、他の幅員構成で固有振動数を検討する場合には別途検討が必要である。

次に表 5-3-2 に示す断面緒元値と第 3 章で求めた I 桁断面および次章で詳しく述べる下フランジを傾斜させた断面 (下フランジ傾斜角 $\theta = 30^\circ$) の非定常空気力係数を用いて、各支間長および各主桁位置におけるたわみ・ねじれ 2 自由度系複素固有値解析を行った。ただし、主桁位置の違いによる断面のねじり剛性の違いの影響は、対象断面が開断面であるこ

とと、床版断面を全幅有効として考慮していること、さらに前節で述べたように主桁のねじり剛性が及ぼす斜張橋全体剛性の影響が小さいことを考慮して、各支間長によって同じ値を用いることにする。

2自由度系複素固有値解析の結果よりフラッター発現風速[m/s]と主桁位置 c/B および支間長[m]の関係を図 5-3-3 および図 5-3-4 に示す。

図 5-3-3 に示す I 桁断面 ($\theta=0^\circ$) において、主桁を端部 ($c/B=0.013$) に設置した場合、フラッター限界風速を 80m/s まで確保するには中央支間長が 350m 程度の斜張橋が限界となるが、図 5-3-4 に示すように下フランジを傾斜角 ($\theta=30^\circ$) を付けることで、500m 級の斜張橋まで適用が可能となる。逆に 700m 級の斜張橋を想定した場合、主桁位置のみで耐風安全性確保を図る場合は I 桁断面 ($\theta=0^\circ$) では実橋換算で 2m 程度、下フランジに

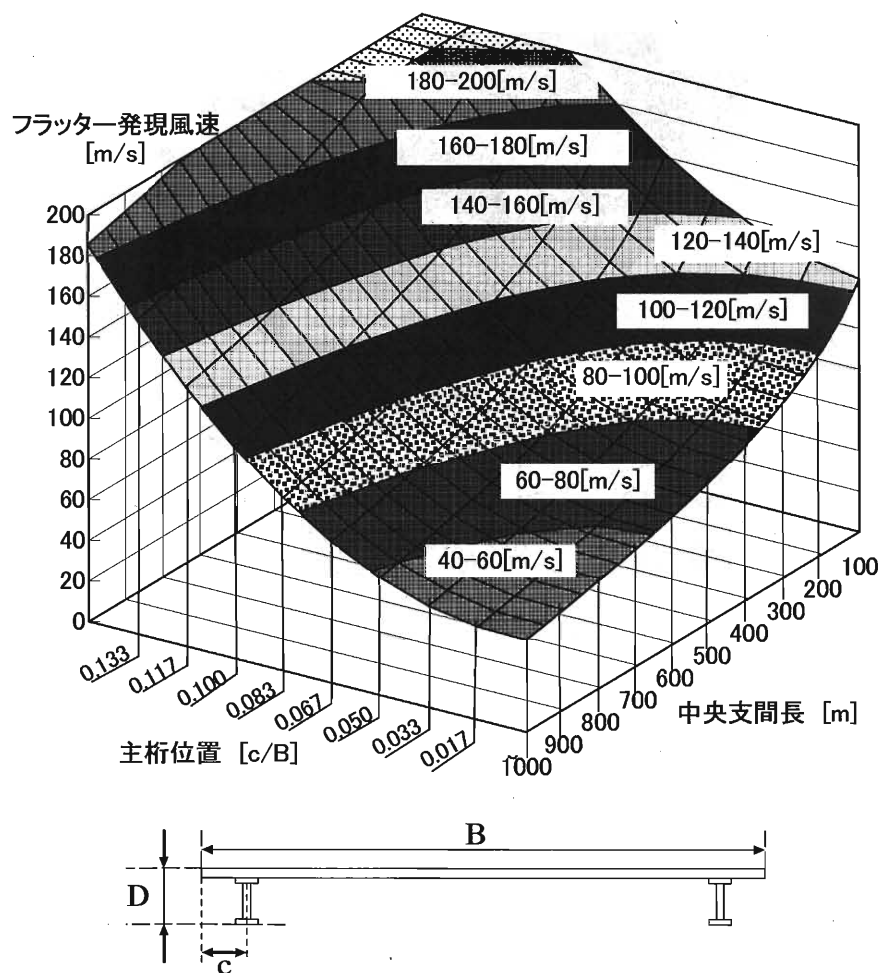


図 5-3-3 端 2 主桁断面 (I 桁断面, $B/D=10$, $\alpha=0^\circ$) の中央支間長[m], 主桁位置 c/B およびフラッター発現風速[m/s]との関係

傾斜角を設けた断面 ($\theta=30^\circ$) では 1.5m 程度、主桁を床版端部から内側に配置すれば耐風性が確保されることとなる。現在、第2東名高速道路などで建設されている少主桁構造では PC 床版張り出し長は 4m 程度が最大であることを考慮すれば、さらに内側に主桁を設置することで、より高い耐風安定性を確保することができる。ただし、前章でも述べたように、主桁をさらに内側 ($c/B > 0.233$) に配置すると、逆に耐風性が悪化することに注意が必要である。また、主桁を内側に配置することでケーブル定着点までの荷重伝達方法に工夫が必要となる。

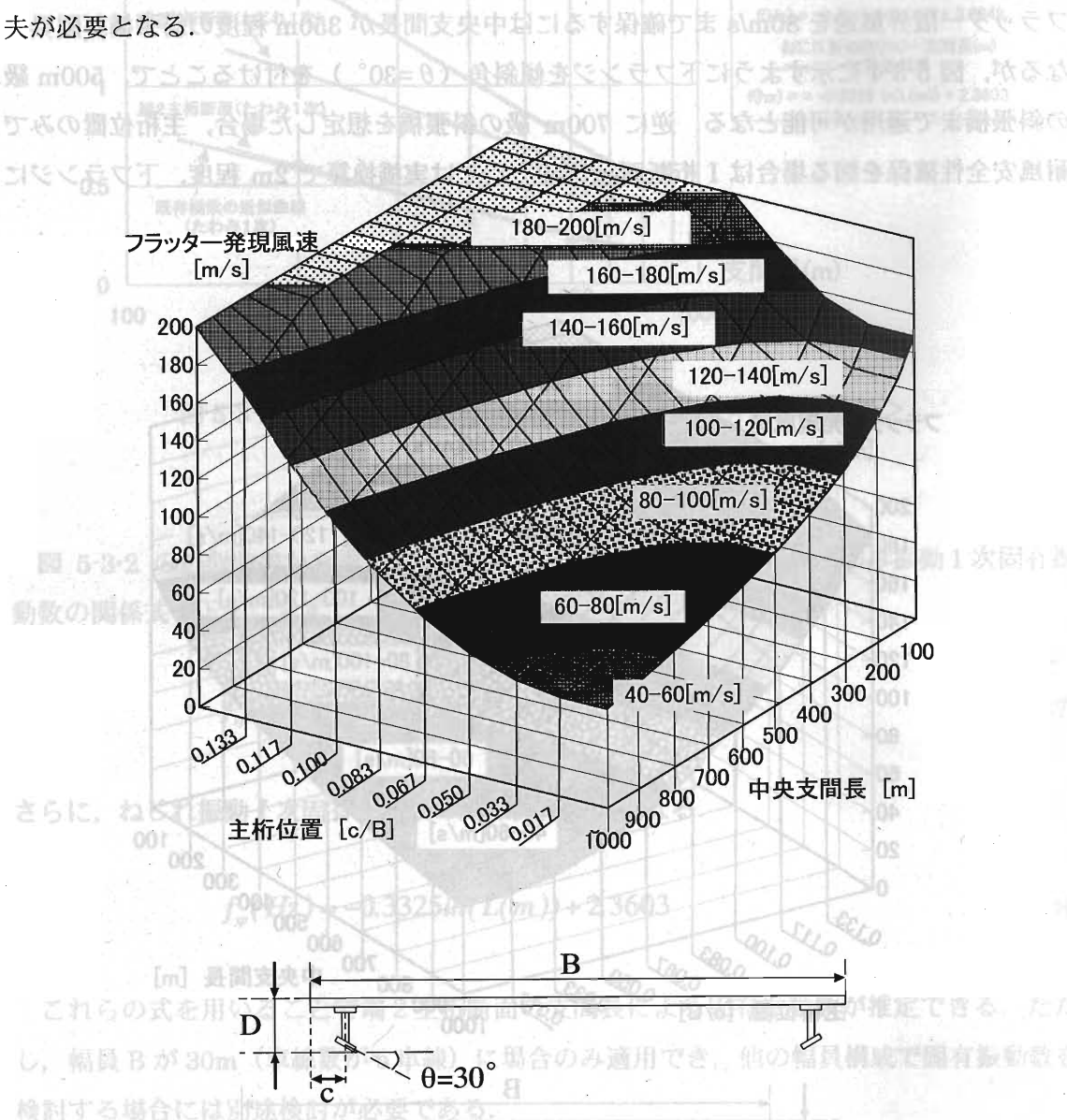


図 5-3-4 端 2 主桁断面 (I 断面, $B/D=10$, $\alpha=0^\circ$, $\theta=30^\circ$) の中央支間長 $[m]$, 主桁位置 c/B およびフラッター発現風速 $[m/s]$ との関係

また、これらのデータは今後、合理化桁斜張橋を計画する際の耐風技術の基礎データを示すものと考えられる。ただし、これらの斜張橋はマルチケーブル形式を想定しており、斜張橋のケーブルシステムによりある程度の斜張橋全体剛性を確保できている斜張橋であるが、斜張橋の全体剛性は主桁自身のもつ剛性に加え、採用する全体形式を考慮すれば、さらに大きな剛性効果が期待できる。したがって、ケーブル段数や主塔形式の違いによっては必ずしも同等の耐風性能を有するわけではなく、斜張橋全体の剛性をさらに確保することができれば、より高い耐風性を有することになり、合理的な端2主桁断面を長大斜張橋に適用することが可能であると考えられる。

<参考文献>

- [1] 社団法人日本道路協会：道路橋耐風設計便覧，平成 3 年 7 月
- [2] 九州大学出版会：斜張橋の設計と施工
- [3] 複合構造に関する研究の発展の歴史と動向：土木学会論文集，No.344，I-1，1984.4
- [4] (社)建設コンサルタンツ協会近畿支部：斜張橋の実績調査報告（長大鋼橋研究委員会）
- [5] 橋梁と基礎—本州四国連絡橋特集—1984.8
- [6] 日本の斜張橋：コスモ技研株式会社編
- [7] (社)建設コンサルタンツ協会近畿支部：鋼橋の合理化設計および耐風・耐震設計に関する調査研究
- [8] 首都高速道路公団神奈川建設局：横浜ベイブリッジ工事誌
- [9] 社団法人日本道路協会：道路年報
- [10] 伊藤 學，川田忠樹：超長大橋時代の幕開け—技術者達の新たな挑戦—
- [11] 九州構造・橋梁工学研究会：長大橋の設計に関する検討—KABSE 研究分科会報告—
- [12] (社)土木学会西部支部：中径間橋梁の耐震性向上に関する研究委員会報告書
- [13] 土木学会：鋼斜張橋—技術とその変遷—
- [14] 中井 博，北田俊行：鋼橋設計の基礎，1992.
- [15] C. O' Connor：Design of Bridge Superstructure，Wiley-Interscience，1955.
- [16] 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説（平成 14 年 3 月）II．鋼橋編
- [17] Selberg.A：Oscillation and Aerodynamic Stability of Suspension Bridges，ACTA Polytechnica Scandinavia，Ci13，1961.
- [18] 長井正嗣，井沢 衛，中村 宏：斜張橋の基本計画設計法，1997.
- [19] 小西一郎：鋼橋，基礎編 I，1977.
- [20] 熱田稔雄，当麻庄司：座屈のはなし—事故を防ぐために—，1985.
- [21] 土木学会：ケーブル・スペース構造の基礎と応用，1999.

第6章 端2主桁断面 (Edge Girder) の長大斜張橋への適用性

6. 1 概 説

π 型断面である端2主桁断面に発生する空力振動現象について、その振動発生メカニズムの観点から前章までに考察した。これら端2主桁断面を実際の斜張橋に適用するには、その空力不安定現象に対する安全性を確保しなければならない。耐風安全性を確保するには、空力不安定現象の応答の発現予測と同等に、その応答に対する制振対策を適切に考慮することが重要である。橋梁の主桁に発生する空力不安定現象の制振対策には構造力学的対策と空気力学的対策とに大別できる[1]。第5章で述べた斜張橋にマルチケーブル形式を採用することで斜張橋の全体剛性を高めることは構造力学的対策の一つであると言える。その他、TMD (Tuned Mass Damper) や TLD (Tuned Liquid Damper) に代表されるパッシブ制御と ATMD (Active Tuned Mass Damper) に代表されるアクティブ制御などがあり、いずれも構造物の構造減衰を大きくして制振させる構造力学的対策の一つである。一方、構造物に作用する外力そのものを制御する空気力学的対策にもフェアリングの設置や隅切りなど主桁断面を形状変化させて、発生する空気力を小さくさせるパッシブ制御とアクティブフラップなどを主桁端部に設け、剥離せん断層や剥離流を積極的にコントロールするアクティブ制御がある。ここでは、端2主桁断面の長大斜張橋への適用性を考察する中で、主に空気力学的対策におけるパッシブ制御についても検討することにする。

第3章～第5章では基本的な断面を対象にその空力特性についての考察を述べてきたが、これら断面を実構造物に適用するには高欄や中央分離帯、横断勾配といった通常の橋梁には設置されている橋梁付属物を設置する必要がある。そこで、本章ではこれまでに述べた端2主桁断面における空力振動発生メカニズムを踏まえて、一様流中における風洞試験を中心に、耐風安定性の観点からこれら断面の長大斜張橋への適用性について考究する。

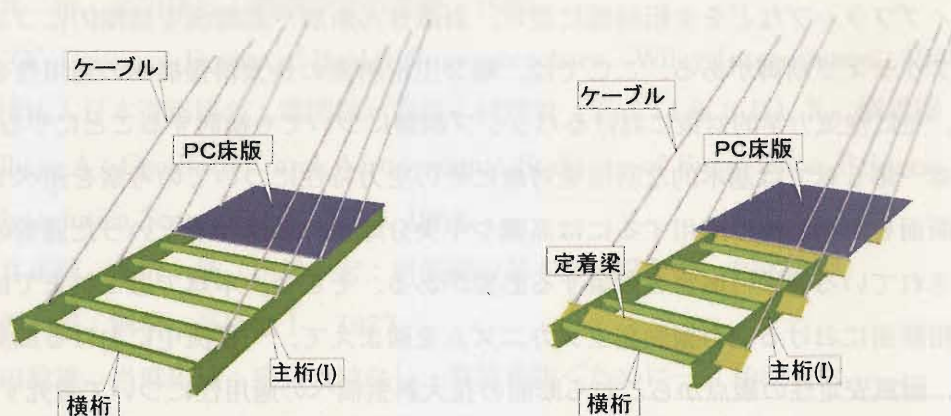
はじめに6. 2節では、第4章で述べた空力振動メカニズムに基づいた合理的な各種制振対策を考案するとともに、その効果や安定化メカニズムについても言及する。

次に6. 3節では高欄や中央分離帯といった橋梁付属物による空力的な影響を調べるために、特に渦励振応答特性に着目して、最大応答振幅と Sc 数の観点から端2主桁断面の橋梁付属物が及ぼす空力特性について検討する。

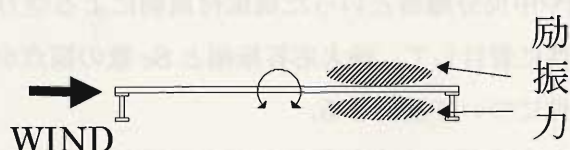
6. 4節ではある想定した高欄や中央分離帯などの橋梁付属物を設置し、実橋を想定した端2主桁断面を用いて、その耐風特性について自由振動応答特性の観点から考察し、適用可能性について述べる。最後に6. 5節では斜張橋の概略設計から上部工工費を算出し、端2主桁断面の優れた経済性について、一考察を加えることにする。

6. 2 振動発生メカニズムの基づく合理的な制振対策の考案

端2主桁断面の空力振動特性として、桁高をできるだけ低くかつ主桁を比較的内側に入れることが耐風安全性確保の点で重要であると言える。しかし、主桁を内側に設置すればそれだけ、主桁に作用する荷重を効率よくケーブルに伝達するための力学的効率を上げなければならない。そのためケーブルの定着部から主桁をつなぐブラケットや定着梁などの設置を要することになる(図6-2-1(a))。したがって、そのようなブラケットを設置するだけでも溶接延長の増加や鋼重増加などが伴い、製作・設計上の合理化は図れず、不経済になると考えられる。さらに斜張橋においてケーブル面が傾いている場合、斜張ケーブルの復元力によって主桁と床版に軸力が生じ、橋軸直角方向の荷重が作用する。これらの荷重を円滑にかつ合理的に主桁に伝達するにはケーブル定着部を主桁ウェブ近傍に設置することが合理化設計につながるものと考えられる。また、桁高を低くすれば、主桁の剛性や横桁の設計に制約が生じ、断面中央に縦桁が必要となるなど、不経済になる可能性もある。このような理由から本節では、主桁は外側に配置した断面を前提にして、合理的な制振対策を考案し、その耐風性評価を行う。第4章で明らかにしたように端2主桁断面の振動発生



(a) 主桁配置の違いによる斜張橋主桁構造図(左:主桁が外側, 右:主桁が内側)



(b) 端2主桁断面のねじれ振動における励振力の存在(イメージ図)

図6-2-1 合理的な制振対策の考案に向けた基本コンセプト

メカニズムとして、ねじれ振動の励振力は断面後流側の上下面に存在する（図 6-2-1(b)）ため、後流側の流れ場を変化させる目的で、いくつかの耐風対策を考案・設置し、その耐風特性について検討を行う。

6. 2. 1 各種制振対策部材の設置による耐風安定化効果

【鉛直プレート設置による耐風安定化効果】

はじめに上流側からの剥離流れを断面中央で制御し、後流側の流れ場を変化させ、後流側の励振力を低減させる目的で床版中央に鉛直プレートを設けた（図 6-2-2）。このような鉛直のプレートは“鉛直スタビライザー”として明石海峡大橋の主桁断面にも設置検討され（写真 6-2-1）、実際に制振効果が確認された上で、採用されている[2]。本研究では端 2

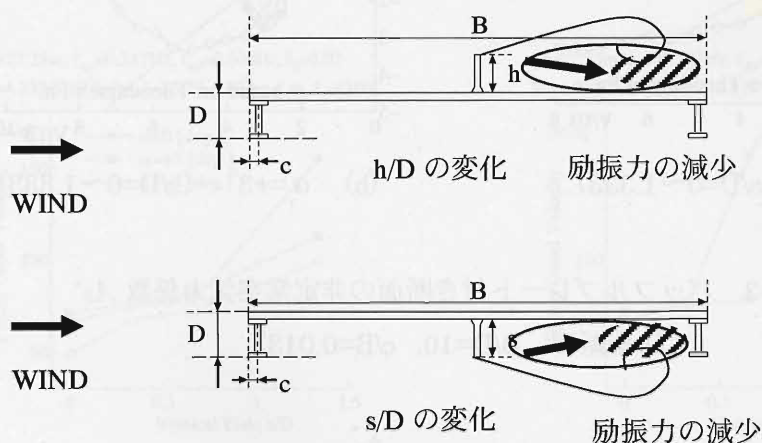


図 6-2-2 鉛直プレート設置目的

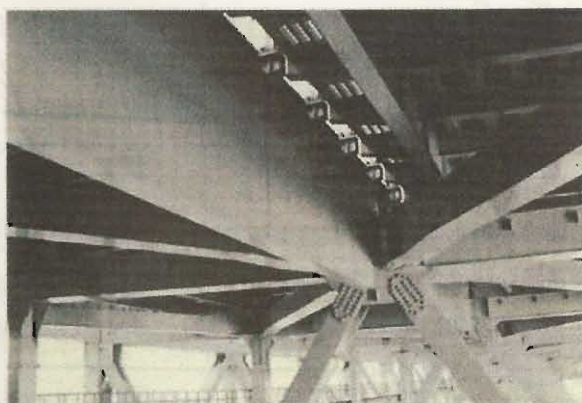


写真 6-2-1 明石海峡大橋の補剛桁に設置された鉛直スタビライザー[2]

主桁断面に高さをパラメトリックに変化させた鉛直プレートを床版の上下面に個別に設置し、その断面の動的耐風安定化について、非定常空気力特性の観点から検討を加えた。ここでは断面中央の下面に設置した鉛直プレートの高さを s 、上面に設置した鉛直プレートの高さを h で定義し、便宜上、本節では断面中央下面側に設けた鉛直プレートをバッフルプレート、上面側に設けた鉛直プレートをセンターバリアと呼ぶことにする (Appendix 参照)。

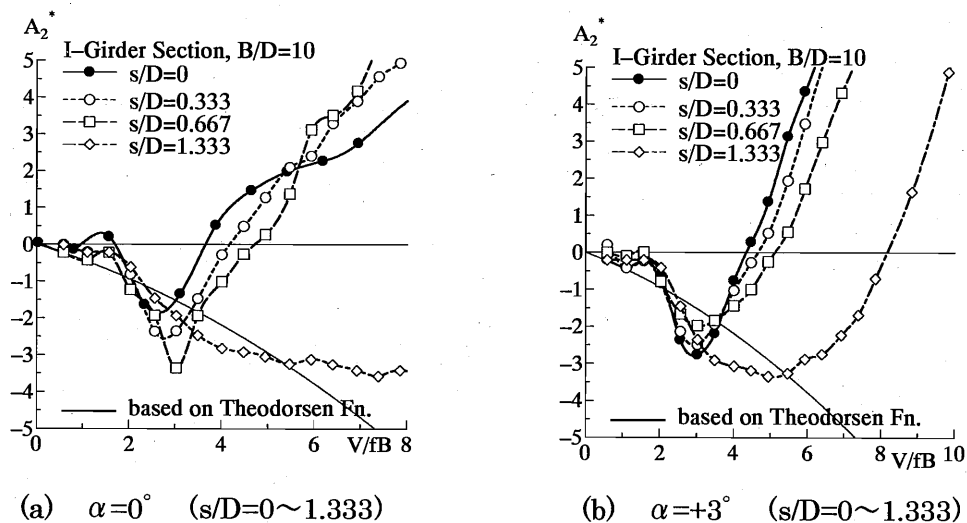


図 6-2-3 バッフルプレート付き断面の非定常空気力係数 A_2^*

(I 桁断面, $B/D=10$, $c/B=0.013$)

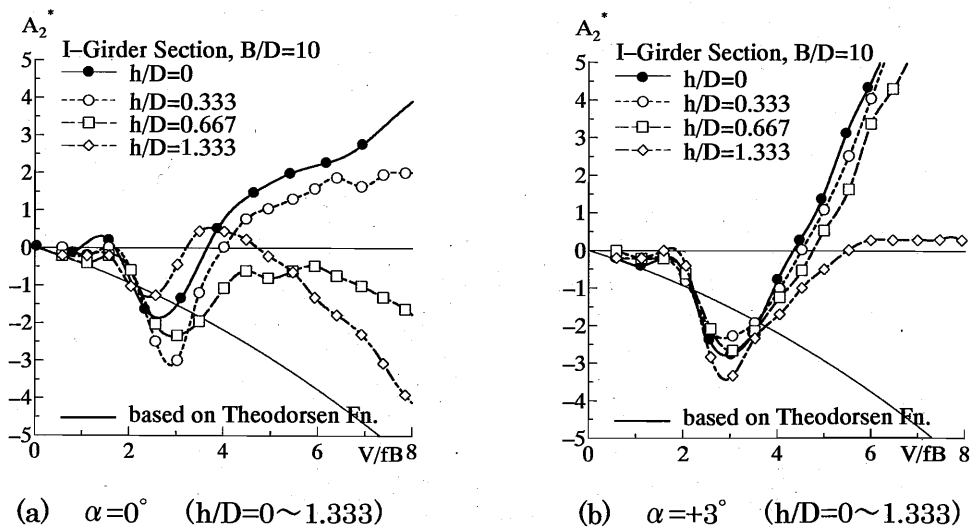


図 6-2-4 センターバリア付き断面の非定常空気力係数 A_2^*

(I 桁断面, $B/D=10$, $c/B=0.013$)

ここでも強制加振実験より得られた非定常空気力係数[3]のうち、ねじれ振動の空力減衰を示す非定常空気力係数 A_2^* に着目する。測定迎角 ($\alpha=0^\circ$, $\pm 3^\circ$) のうち、迎角 $\alpha=0^\circ$, $+3^\circ$ の A_2^* を図 6-2-3 および図 6-2-4 に示す。測定迎角 ($\alpha=0^\circ$, $\pm 3^\circ$) いずれもバッフルプレート高さが大きくなるにつれて、 A_2^* はより高風速側で負値から正值となり、ねじれ 1 自由度系については耐風安定性向上が示される。また、センターバリア付き断面についても同様に、センターバリア高さが大きくなるにつれて A_2^* はより高風速側で正值となるが、迎角 $\alpha=0^\circ$ の $h/D=1.333$ の断面では何も設置していない基本断面よりも低風速側で A_2^* は正值となり、高風速側で負値となる風速限定型のねじれ振動となることが考えられる。次にそれら強制加振実験より得られた非定常空気力係数と第 4 章の表 4-3-1 に示す中央支間長 600m 級の斜張橋を想定した諸元値を用いて、たわみ・ねじれ 2 自由度系複素固有値解析を行った。フラッター発現風速とセンターバリア、バッフルプレート高さ及び迎角 α の関係を図 6-2-5 に示す。

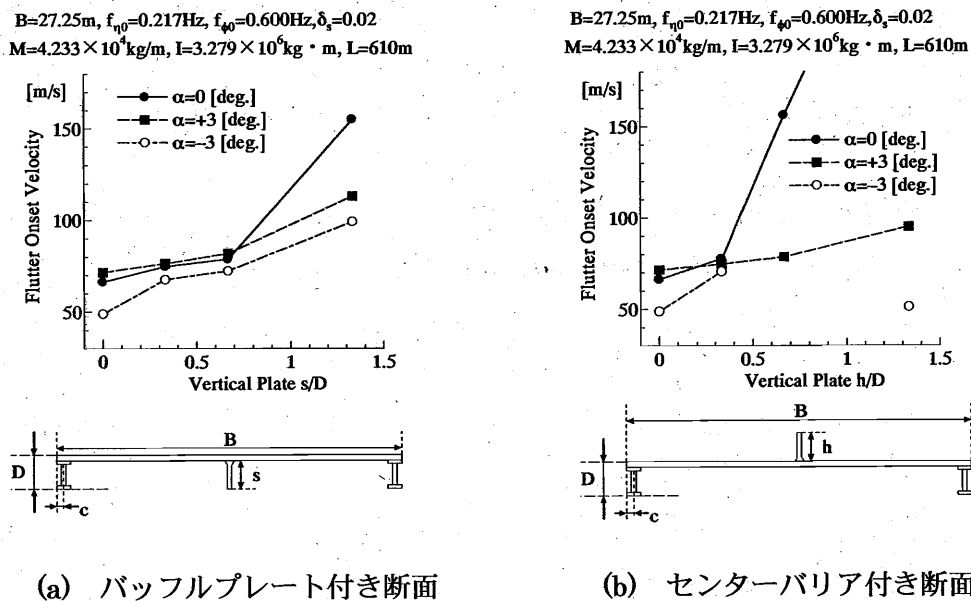


図 6-2-5 フラッター発現風速[m/s]と鉛直プレート高さの関係 ($B/D=10$, $c/B=0.013$)

バッフルプレート付き断面 (図 6-2-5-(a)) について、測定迎角 ($\alpha=0^\circ$, $\pm 3^\circ$) いずれもバッフルプレート高さが大きくなるにつれて、フラッター発現風速は上昇し、耐風性向上が認められる。一方、センターバリア付き断面 (図 6-2-5-(b)) についても迎角 $\alpha=0^\circ$, $+3^\circ$ では、センターバリア高さが大きくなるにつれてフラッター発現風速は向上する。し

かし、負迎角については、その特性にばらつきがあり、必ずしもバッフルプレートで見られた明確な傾向は見られず、迎角 $\alpha = -3^\circ$ の $h/D = 1.333$ のセンターバリア付き断面では何も設置していない基本断面と同程度の発現風速を示し、その耐風性について向上したとは言えない。

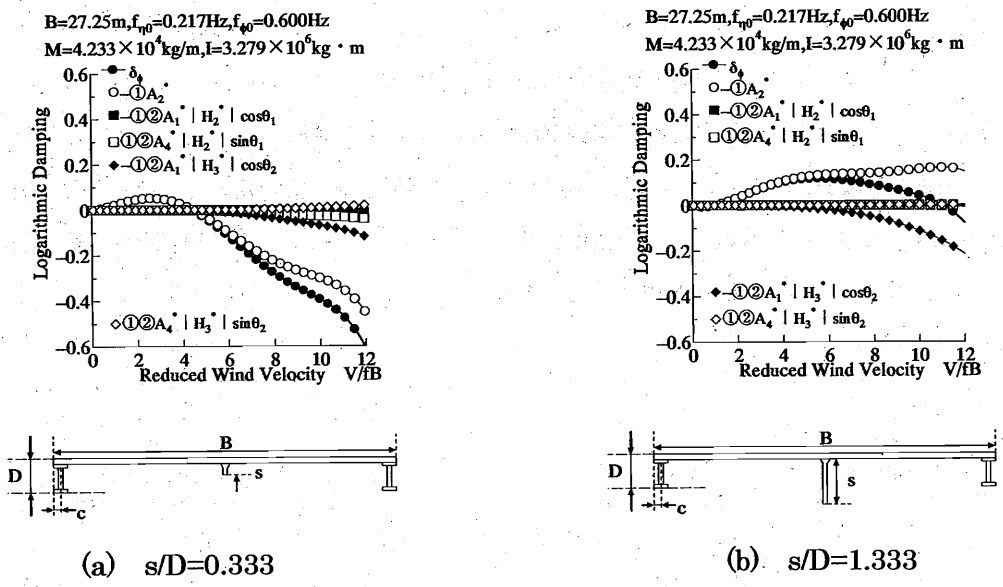


図 6-2-6 バッフルプレート付き断面における Step-by-step 解析結果
 ($B/D=10, c/B=0.013, \alpha=0^\circ$)

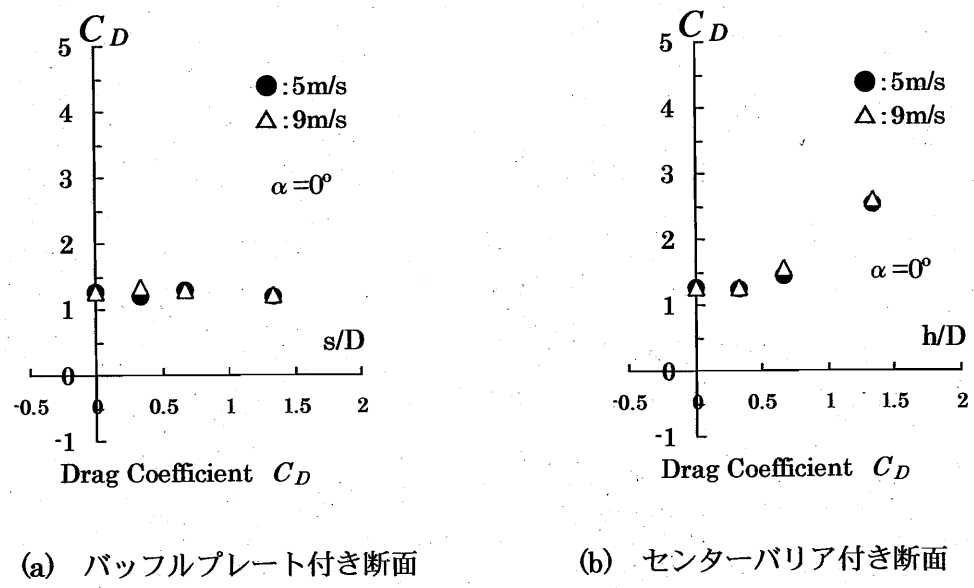


図 6-2-7 鉛直プレート設置による抗力係数の分布 ($B/D=10, c/B=0.013, \alpha=0^\circ$)

そこで、特にバッフルプレート付き断面について耐風安定性が向上する原因を非定常空気力特性の観点から考察するため、非定常空気力係数の個々の役割を示す Step-by-step 解析[4]を行った。これらの結果(図 6-2-6) からバッフルプレートを高くするにつれて、対数減衰率 δ に寄与する項が A_2^* (ねじれ振動の空力減衰に関する項) の項から $A_1^*|H_3^*|\cos\theta_1$ (連成項) へと移り、 $s/D=1.333$ に至っては、フラッターが発現する風速域において A_2^* の項が安定化へ寄与している。このことから床版下面に取り付けた鉛直プレートにより、断面まわりの流れ場が改善されたことが考えられる。

実橋断面への適用の観点から、このような鉛直プレートに作用する静的な風荷重、つまり抗力係数 C_d が大きくなることが考えられる。しかし、図 6-2-7 に示す抗力係数 C_d の分布から、センターバリアの設置により抗力係数 C_d はその高さに比例して大きくなるが、バッフルプレート付き断面では高さによらずほぼ一定な値を示す。これはバッフルプレートが下面からの剥離せん断層内にあるため、バッフルプレート高さのある程度大きくしても抗力は増えないものと考えられる。したがって、このような端 2 主桁断面において、バッフルプレートは抗力を増やすことなく、断面周りの流れ場を変えることのできる一つの有効な耐風対策であると考えられる。さらに、このような端 2 主桁断面では、断面まわりの流れ場を少し変化させることで大きく耐風安定化が期待できることが考えられる。

【水平プレートの設置による耐風安定化効果】

これまで端 2 主桁断面の動的な空気力特性の一つとして、主桁を内側に設置したことで飛躍的にねじれフラッター安定性が向上することを述べてきた。そこで、耐風安定性が確認された主桁を内側に設置した断面と同様の効果を期待し、上流側での剥離位置を変化させる

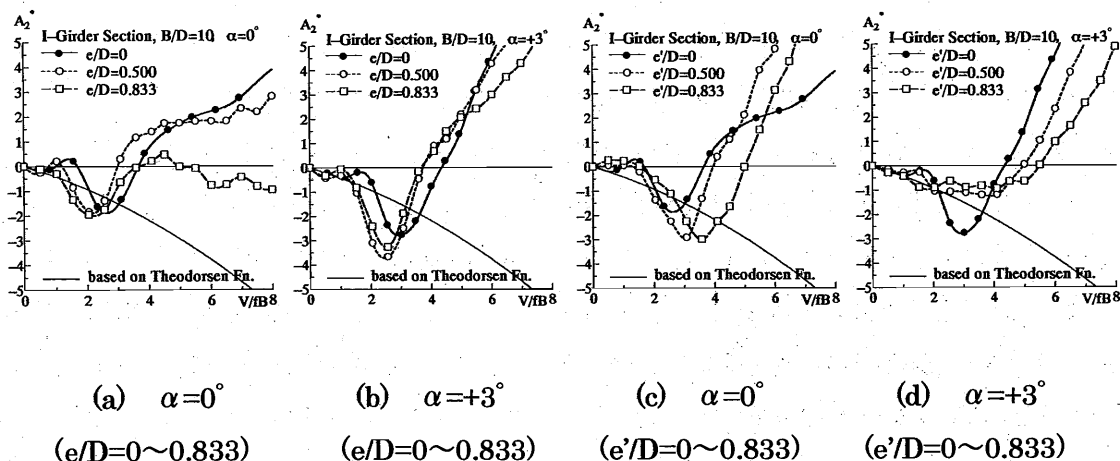


図 6-2-8 水平プレート付き I 桁断面 ($B/D=10$, $c/B=0.013$) の非定常空気力係数 A_2^*

目的で水平方向に突起物（以下、水平プレート）を設け、それらの断面の動的耐風安定性について非定常空気力特性の観点から検討を加えた。

床版端部に設置した水平プレートの張り出し長を e 、また、主桁下フランジ外側に設置した張り出し長を e' で定義する（Appendix 参照）。便宜上、本節では前者を上部水平プレート付き断面、後者を下部水平プレート付き断面と以下呼ぶことにする。強制加振実験より得られた非定常空気力係数のうち鉛直プレート付き断面の耐風性評価と同様に非定常空気力係数 A_2^* に着目する。測定迎角（ $\alpha=0^\circ$ 、 $\pm 3^\circ$ ）のうち、迎角 $\alpha=0^\circ$ 、 $+3^\circ$ の A_2^* を図 6-2-8 に示す。

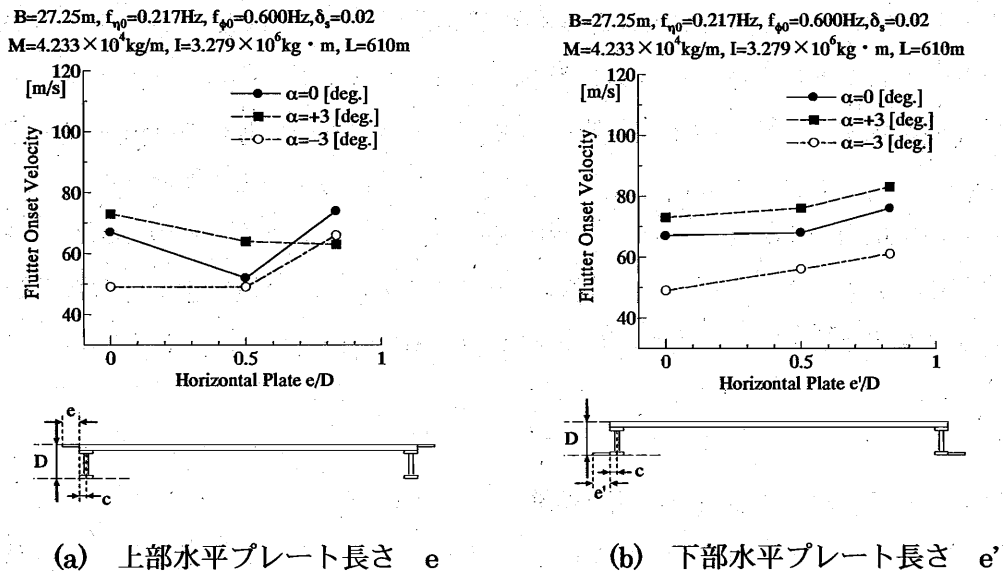


図 6-2-9 フラッター発現風速[m/s]と水平プレート長さの関係（ $B/D=10$ ， $c/B=0.013$ ）

下部水平プレート付き断面は測定迎角（ $\alpha=0^\circ$ 、 $\pm 3^\circ$ ）いずれも下部水平プレート長さが大きくなるにつれて、 A_2^* はより高風速側で正値となり、ねじれ振動は安定化する傾向がある。一方、上部水平プレート付き断面のねじれ 1 自由度では、何も設置していない基本断面よりも低風速側で A_2^* は正値となり、ねじれ振動が必ずしも安定化したとは言えない。

これらの非定常空気力係数を用いて、たわみ・ねじれ 2 自由度系複素固有値解析を行った。フラッター発現風速と下部および下部水平プレート長さ及び迎角 α の関係を図 6-2-9 に示す。下部水平プレートを設置すること（図 6-2-9-(b)）で、どの迎角（ $\alpha=-3^\circ \sim +3^\circ$ ）においてもその長さが大きくなるにつれて、フラッター発現風速は大きくなり、下部水平プレート設置により耐フラッター性能が向上することがわかる。一方、上部水平プレートを

付けること（図 6-2-9(a)）で、負迎角（ $\alpha=-3^\circ$ ）において、その長さが長いほどフラッター発現風速が向上し、耐フラッター性能が改善した。しかし、正迎角（ $\alpha=+3^\circ$ ）や迎角 $\alpha=0^\circ$ では、今回検討した長さの範囲において、その長さとフラッター発現風速に明確な関係は見られず、必ずしも耐フラッター性能が改善したとは言えない。

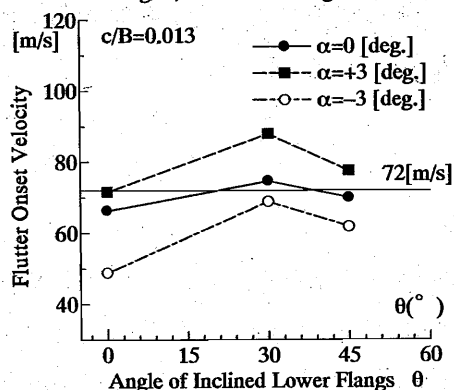
以上より、鉛直プレートおよび水平プレート付き断面では、いずれも断面下面側に設置した場合に効果的に耐風性向上が図られることが明らかとなった。つまり、このような端 2 主桁断面では上面側よりもむしろ下面側からの剥離制御が重要で、下面後流側に存在する励振力を抑えることが効果的に耐風安定化につながるものと考えられる。

6. 2. 2 合理的な制振対策断面の空力振動特性

これまで、断面中央や断面の前縁側で流れ場を変化させる目的で鉛直プレートや水平プレートを設置し、耐風安定性の向上を確認した。特に下面に鉛直プレート（バッフルプレート）および下フランジ端部に水平プレートを設置することで、どの測定迎角（ $\alpha=-3^\circ \sim +3^\circ$ ）においても、その長さが大きくなるにつれてフラッター発現風速は大きくなり、効果的に耐フラッター性能を向上させることができる。つまり、このような端 2 主桁断面の耐風性向上には、下面からの剥離制御が全体の耐風性向上に重要な役割を果たすことが示唆される。そこで、このことから主桁断面の構造部材である主桁の下フランジを傾斜させることで下面からの剥離制御を行う、つまり、耐風安定化部材と断面の構造部材を兼ねそなえたより合理的な断面を考案した。模型の詳細は Appendix に記載する。下フランジの傾斜角を θ と定義する。I 桁断面の下フランジを傾斜させた断面において θ は 30° と 45° を設定した。はじめに、これらの主桁を設置した断面を用いて、強制加振実験による非定常空気力を測定し、それらの非定常空気力特性について考察する。複素固有値解析より得られたフラッター発現風速[m/s]と下フランジの傾斜角 θ 及び迎角 α の関係を図 6-2-10 に示す。下フランジを傾斜させることで、どの迎角（ $\alpha=-3^\circ \sim +3^\circ$ ）においてもフラッター発現風速は大きくなり、耐フラッター性能が向上することがわかる。特に、 $\theta=30^\circ$ の断面では迎角 $\alpha=0^\circ$ の基本断面のフラッター発現風速よりも約 1.1 倍程度フラッター発現風速が高風速側に改善され、迎角 $\alpha=+3^\circ$ では約 1.2 倍、さらに基本断面で最も悪い耐フラッター性を示していた負迎角の $\alpha=-3^\circ$ では約 1.4 倍も基本断面より耐フラッター性能が向上する。一方、 $\theta=45^\circ$ の断面では $\theta=30^\circ$ の断面よりフラッター発現風速は小さくなり、 $\theta=0^\circ$ から 45° までの間に最適な傾斜角が存在することがわかる。また、主桁を内側に配置させた場合、図 6-2-10(b)のように外側に主桁を配置させたときほど、下フランジの傾きによる耐フラッター性能向上への効果は大きいことがわかる。したがって、下フランジを傾斜させる

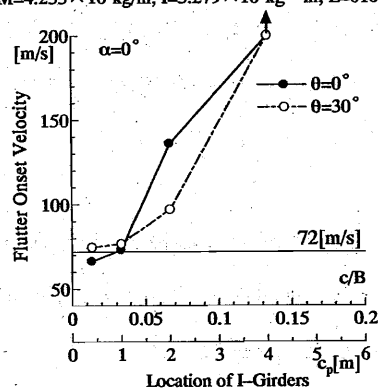
ことで端2主桁断面の耐風安定化を図るときは、その傾斜角が重要な要素となる。ただし、このような下フランジを傾斜させた断面を実橋に適用する場合には、主桁ウェブと下フランジとの隙間に雨水やゴミなどが溜まりやすくなり、メンテナンス性に課題が残ることも考えられる。

$B=27.25\text{m}$, $f_{\eta 0}=0.217\text{Hz}$, $f_{\phi 0}=0.600\text{Hz}$, $\delta_s=0.02$
 $M=4.233 \times 10^4 \text{kg/m}$, $I=3.279 \times 10^6 \text{kg} \cdot \text{m}$, $L=610\text{m}$



(a) 下フランジ傾斜角 θ との関係

$B=27.25\text{m}$, $f_{\eta 0}=0.217\text{Hz}$, $f_{\phi 0}=0.600\text{Hz}$, $\delta_s=0.02$
 $M=4.233 \times 10^4 \text{kg/m}$, $I=3.279 \times 10^6 \text{kg} \cdot \text{m}$, $L=610\text{m}$



(b) 主桁位置との関係 ($\theta=30^\circ$, $\alpha=0^\circ$)

図 6-2-10 I 桁断面 ($B/D=10$) のフラッター発現風速[m/s]と下フランジ傾斜角 θ および主桁位置の関係 (図中 c_p : 実橋換算した主桁位置)

一般に橋梁主桁形式を比較する場合、I 桁とならび箱桁も比較されることが多い。さらに架設時の張り出し状態における主桁剛性（横曲げ剛性やねじり剛性）確保の観点からも、主桁形式は箱桁が有利になる場合がある（図 6-2-11）。そこで、次に I 桁と同様に箱桁の下フランジにも傾斜角を設け、ねじれおよびたわみ 1 自由度による自由振動応答測定実験を行った。その結果（迎角 $\alpha=0^\circ$, $\pm 3^\circ$ ）を図 6-2-12(a)~(f)に示す。なお、図中の \bar{B} は迎角変化を考慮した見つけ幅とする。

迎角 0° （図 6-2-12(a)）では $\theta=15^\circ \sim 40^\circ$ でねじれ渦励振およびねじれフラッターとも起こらず、 $\theta=0^\circ$ の基本断面に比べ、飛躍的に安定化し、その制振効果が確認できる。迎角 $\alpha=-3^\circ$ （図 6-2-12(c)）でも θ が大きくなるにつれて、ねじれフラッターの発現風速が大きくなり、安定化する傾向がある。一方、迎角 $\alpha=+3^\circ$ （図 6-2-12(b)）では必ずしも耐

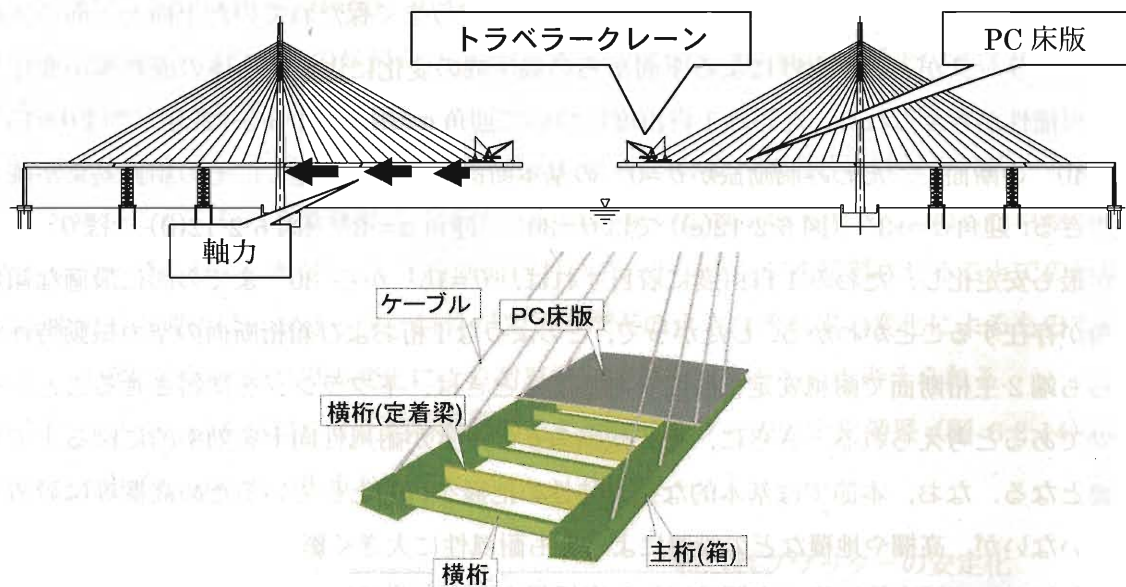


図 6-2-11 張り出し架設時の主桁剛性の確保

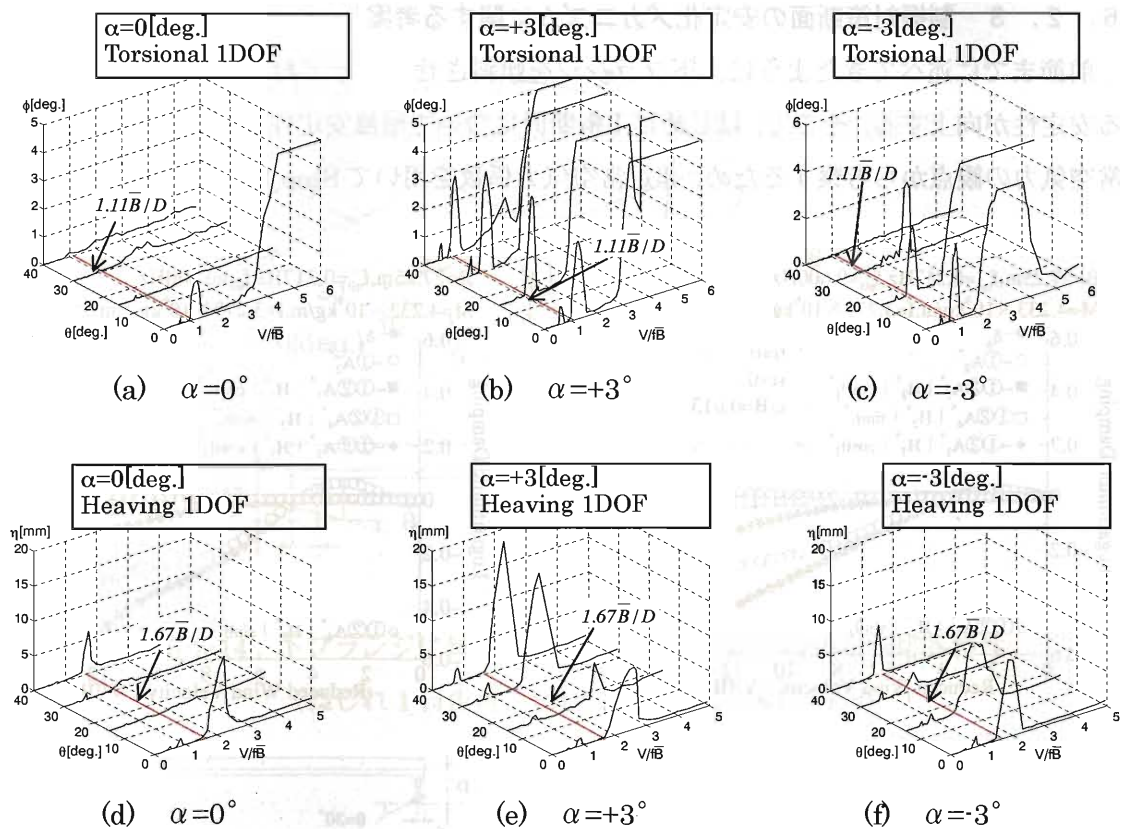


図 6-2-12 箱桁断面 ($B/D=10$, $c/B=0.083$) の自由振動応答特性
(ねじれ 1 自由度図中 — ; $1.11\bar{B}/D$, たわみ 1 自由度図中 — ; $1.67\bar{B}/D$)

風性が向上するとは言えない。これは迎角 $\alpha=0^\circ$ でうまく保たれていた上面と下面の流れ場のバランスが、吹き上げによる下面からの渦生成の変化により、全体の流れ場が変化した可能性が考えられる。たわみ1自由度について迎角 $\alpha=0^\circ$ (図 6-2-12(d)) では $\theta=15^\circ \sim 40^\circ$ の断面で、たわみ渦励振が $\theta=0^\circ$ の基本断面よりも安定化し、その制振効果が確認できる。迎角 $\alpha=+3^\circ$ (図 6-2-12(e)) では $\theta=30^\circ$, 迎角 $\alpha=-3^\circ$ (図 6-2-12(f)) では $\theta=15^\circ$ が最も安定化し、たわみ1自由度に着目すれば、 $\theta=15^\circ$ から 30° までの間に最適な傾斜角が存在することがわかる。したがって、このようなI桁および箱桁断面の空力振動特性からも端2主桁断面で耐風安定化断面を考案するときは、下フランジを傾斜させることが有効であると考えられる。さらに、その傾斜角 θ の設定が耐風性向上を効率的に図る上で重要となる。なお、本節では基本的な空力特性の把握を目的としているため高欄等は設置していないが、高欄や地覆などの設置によっても耐風性に大きく影響することも考えられる。これについては次節以降で高欄設置した実橋想定断面の耐風性評価として詳しく述べる。

6. 2. 3 制振対策断面の安定化メカニズムに関する考案

前節までに述べてきたように、下フランジを傾斜させることでねじれフラッターに対する安定性が向上する。そこで、はじめにI桁断面について耐風安定性が向上する原因を非定常空気の観点から考察するため、非定常空気力係数を用いて Step-by-step 解析を行った。

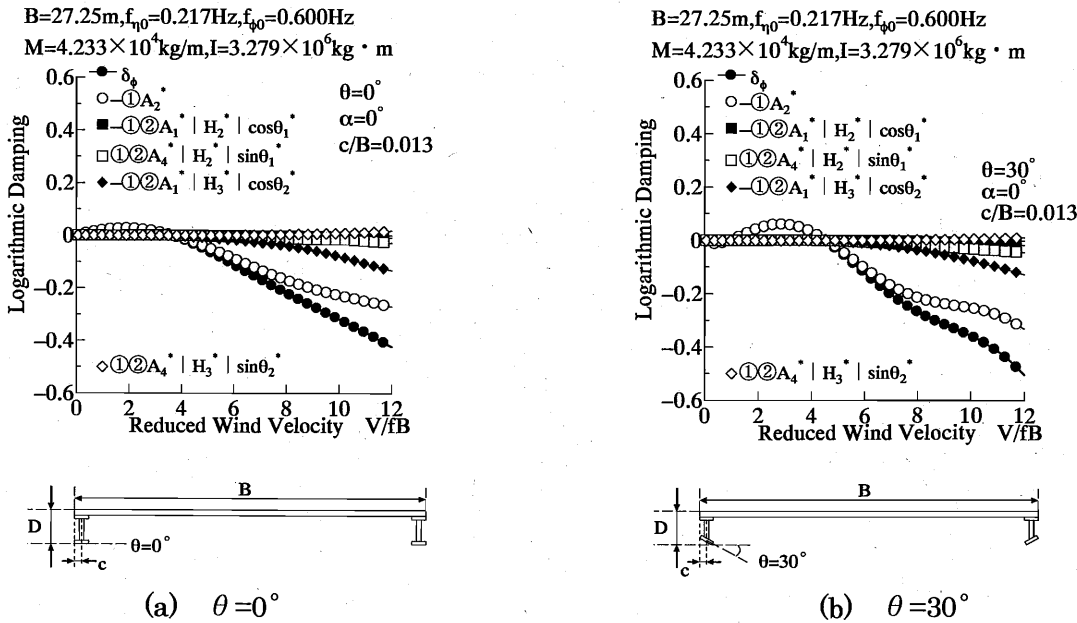


図 6-2-13 下フランジに傾斜角を有する断面の非定常空気力係数の役割
(Step-by-step 解析結果, Torsional Branch, $B/D=10$, $c/B=0.013$, $\alpha=0^\circ$)

$\alpha=0^\circ$ における $\theta=0^\circ$, $\theta=30^\circ$ の I 桁断面の結果を図 6-2-13(a), (b)に示す. なお, 本節での θ は原則, 下フランジの傾斜角 θ を示し, 本節では Step-by-step 解析上の θ は θ^* とし, 区別していることに注意されたい.

これらの図から, 下フランジを傾斜させることによる違いは顕著には見られず, 下フランジを傾斜させても対数減衰率 δ に寄与する項は A_2^* の影響が最も大きく, ねじれ卓越型のフラッターである. したがって, I 桁断面において, 下フランジを傾斜させることでの耐風安定性向上の理由は, フラッター特性が変わるほどの大きな流れ場の変化によるものではなく, 非常に微妙な流れ場の変化により耐風安定性が向上したものと考えられる.

次に下フランジを傾斜させた箱桁断面のねじれフラッターの安定化効果 (図 6-2-14) について非定常圧力特性の観点から述べる.

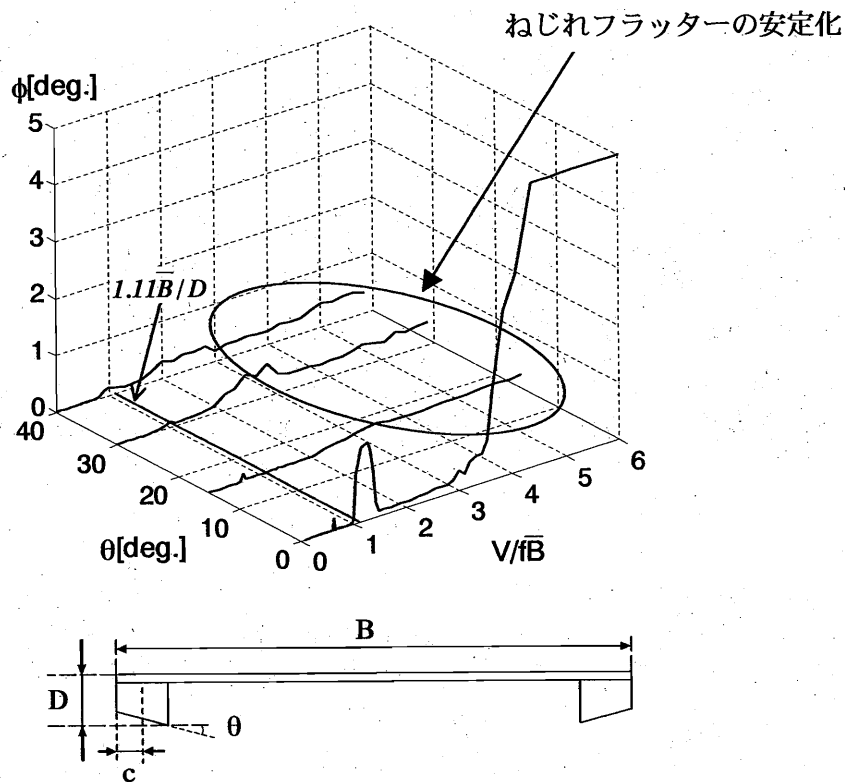


図 6-2-14 下フランジに傾斜角を有する箱桁断面の自由振動応答特性
(ねじれ 1 自由度, $B/D=10$, $c/B=0.083$, $\alpha=0^\circ$)

図 6-2-15 に下フランジの傾斜角の変化による非定常圧力特性を示す. 特に $\theta=0^\circ$ の断面のねじれ 1 自由度で, ねじれフラッターが発現している無次元風速 $V/fB=5.0$ を対象に比較する. 変動圧力係数 \tilde{C}_p の上面側のピークが, 下フランジを傾斜させることでやや上流側に

移動する (図 6-2-16). これは I 桁断面で主桁を内側に配置した断面 ($c/B=0.167$) の非定常圧力特性と同様な特性を示す. しかし, 位相特性はどの断面でも後縁にかけて位相遅れに変化し, 上面側では無次元仕事分布 W_r に応答特性ほどの違いが見られない. 一方, 下面側では $\theta=0^\circ$ の断面の後流側で位相が他の断面よりも若干遅れ, さらに変動圧力係数 \tilde{C}_p が全体的に大きい値を示す (図 6-2-16). このことは I 桁断面で主桁を内側に配置した断面 ($c/B=0.167$) でも同様に変動圧力係数 \tilde{C}_p は小さくなることと類似する. これら下面の位相差 Ψ と変動圧力係数 \tilde{C}_p の分布により $\theta=0^\circ$ の断面の下面後流側で励振力が作用し, ねじれフラッターの発現に寄与しているものと考えられる. つまり, 主桁を傾斜させることで下面からの剥離位置が断面内側に移動し, I 桁断面での主桁を内側に配置した場合と同じ効果を有することが考えられる.

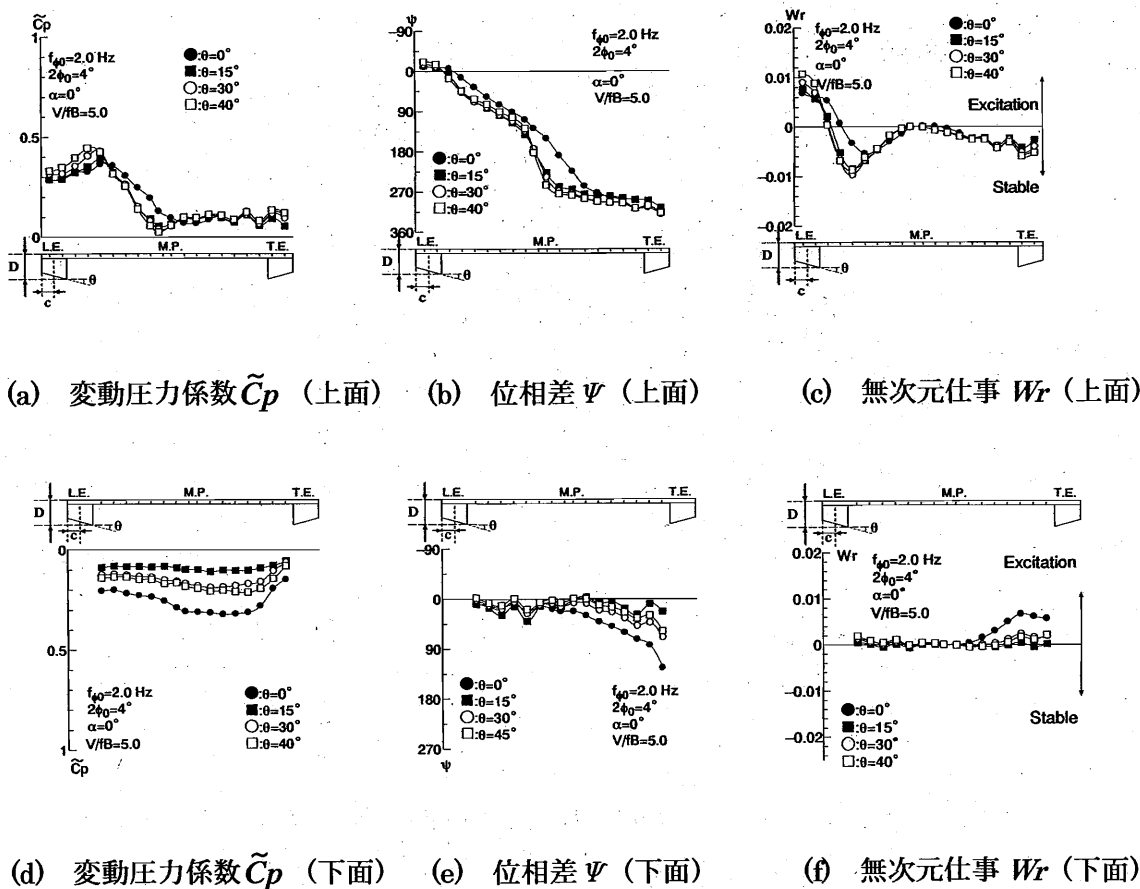


図 6-2-15 下フランジに傾斜角を有する断面の非定常圧力特性
(ねじれ 1 自由度, $B/D=10$, $c/B=0.083$, $\alpha=0^\circ$, $V/B=5.0$)

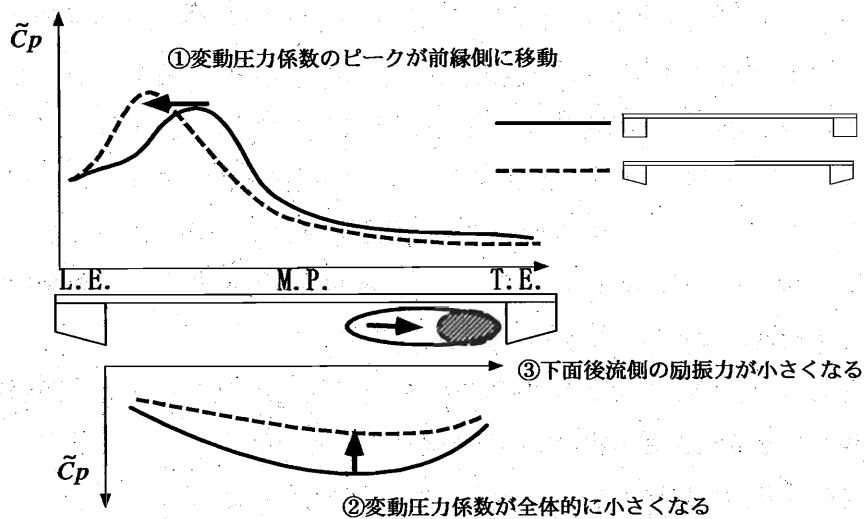


図 6-2-16 下フランジを傾斜させた場合の非定常圧力特性に及ぼす影響

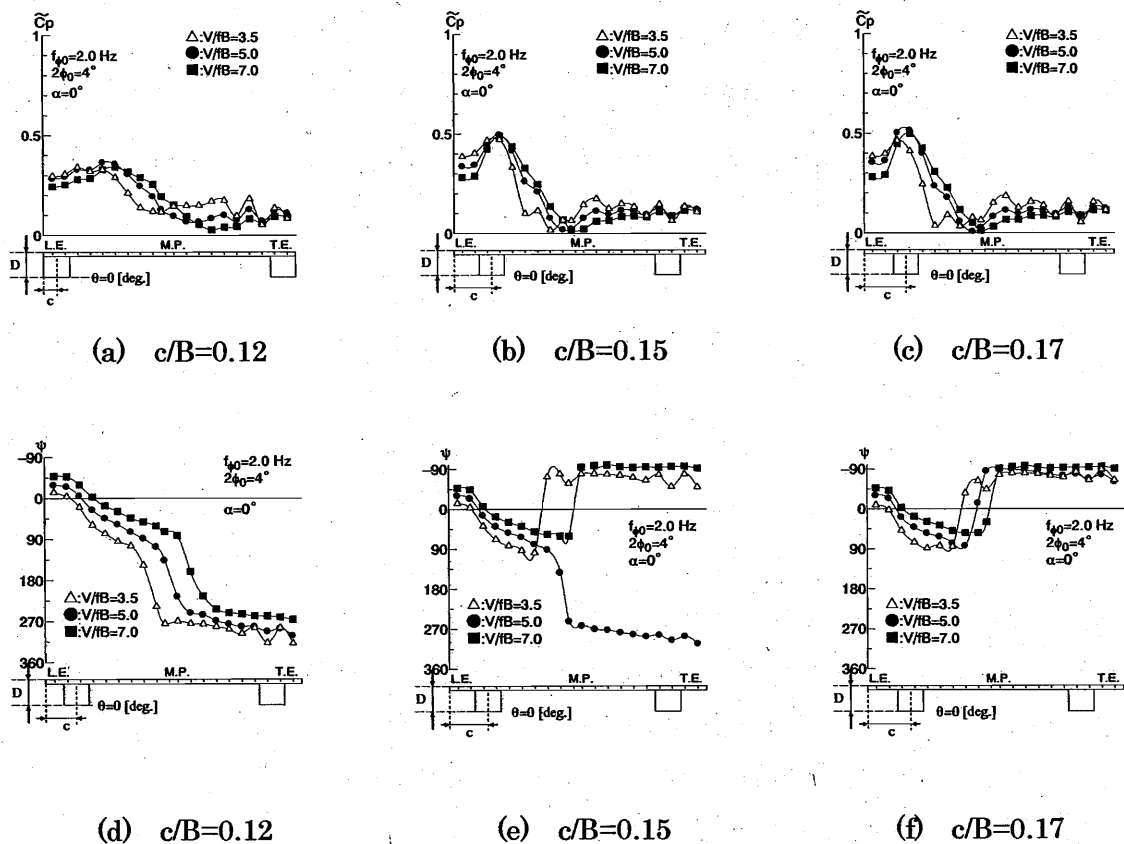


図 6-2-17 箱桁断面上面の主桁位置 c の違いによる非定常圧力特性 ($B/D=10$)
(上段: 変動圧力係数 \tilde{C}_p ・下段: 位相差 ψ , ねじれ 1 自由度, $\alpha=0^\circ$, $\theta=0^\circ$)

次に下フランジの傾斜角 θ を 0° にしたまま、主桁位置を変化させた非定常圧力特性（上面）の結果を図 6-2-17 に示す。これらの図から箱桁の設置位置（主桁位置）を連続的に内側に入れると上面で変動圧力係数 \tilde{C}_p のピークが上流側に移動するとともに、位相特性は後縁にかけて位相遅れから位相進みに変化する。これは主桁を内側に配置した I 桁断面のときでも同じような特性を示す。特に外側のウェブ位置が主桁を桁端に配置したときの内側のウェブ位置に一致した ($c/B=0.15$) とき、その位相特性が風速によって後流側で位相遅れを示したり、位相進みを示したりする（図 6-2-17(e)）。

したがって、今回検討した下フランジを傾斜させた断面の箱幅（ウェブ間隔）が、結果的に上流の流れ場を変化させた箱幅であると考えられる（図 6-2-18）。つまり、これよりも小さい箱幅を持つ断面では図 6-2-14 で示したのと同じようなねじれフラッターの安定化が得られるとは限らないものと考えられる。

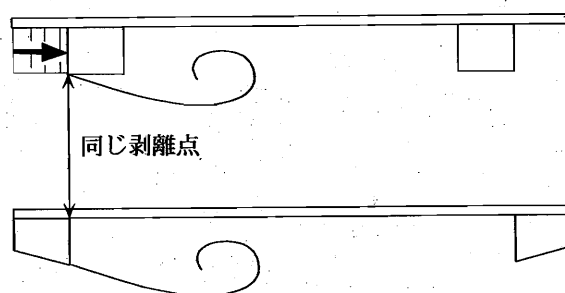


図 6-2-18 下フランジを傾斜させた断面の剥離点

一方、下面では図 6-2-19 に示すように、変動圧力係数 \tilde{C}_p は主桁を内側に配置することで全体的に値が小さくなる傾向にある。これは I 桁断面も主桁を内側に配置することで、変動圧力係数 \tilde{C}_p の値が全体的に小さくなることと符合する。また、位相差 ψ は無次元風速 $V/fB=5.0$ の風速域では 0° 近傍で断面にわたり一様な値をとる。これら変動圧力係数 \tilde{C}_p および位相特性も下フランジを傾斜させた断面の下面における非定常圧力特性と同様の特性を示し、下面での非定常圧力特性の観点からも主桁を内側に入れた効果と下フランジを傾斜させた効果は同等であることが考えられる。

以上より、このような下フランジを傾斜させた断面では下面からの剥離点を変化させる意味で傾斜させたことが重要であり、さらに箱幅（ウェブ間隔）をどの程度の幅に設定するかが、ねじれフラッターの安定化に寄与できる重要な要素であると考えられる。さらに

この箱幅よりも大きければ（より内側で剥離が起これば），より空力的に安定な効果を得られる可能性があるものと考えられる．ただし，第4章でも述べたように主桁位置を内側に入れすぎると，つまり箱幅が大きすぎると，逆に空力的に不安定な特性を示す可能性があることを考慮する必要がある．

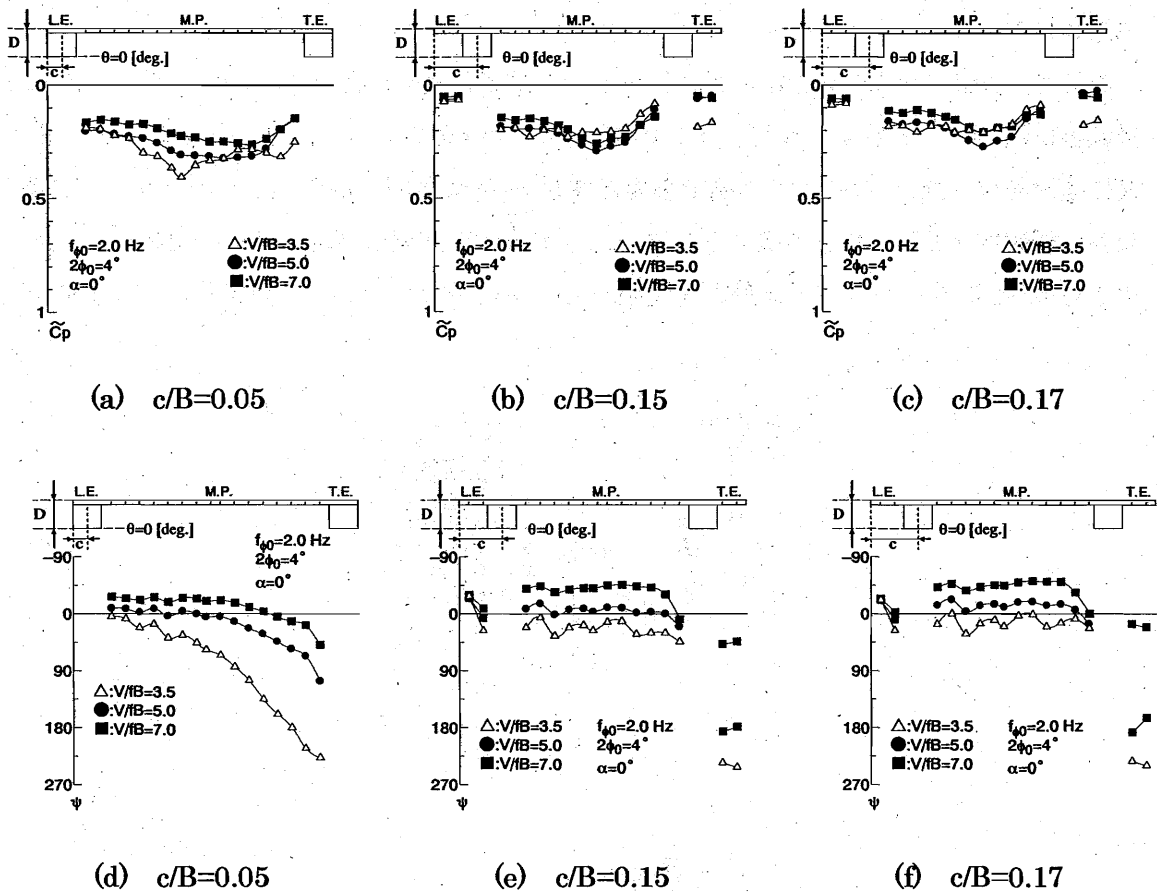


図 6-2-19 箱桁断面下面における主桁位置 c の違いによる非定常圧力特性 ($B/D=10$)

(上段：変動圧力係数 \tilde{C}_p ，下段：位相差 ψ ，ねじれ1自由度， $\alpha=0^\circ$ ， $\theta=0^\circ$)

6. 3 渦励振応答特性に及ぼす橋梁付属物の影響

一般の橋梁断面においても、その渦励振応答特性は高欄やセンターバリアなどの橋梁付属物の影響を受けやすいことが知られている。通常、剥離点に近い所に設置される高欄はその充実率によっても渦励振応答特性に大きく影響することが、端2主桁断面においても予想される。

そこで、本節では特に渦励振応答特性に及ぼす橋梁付属物の影響について述べる。さらに渦励振は減衰による影響も受けやすいので、無次元減衰であるスクルートン数をパラメータに検討を行った。これにより実橋で必要とされるSc数が明らかになるものと考えられる。なお、本研究で対象とする高欄やセンターバリア形状の詳細はAppendixに記載する。充実率100%のセンターバリアと高欄の充実率を67.5%に設定したポスト高欄もしくは100%に

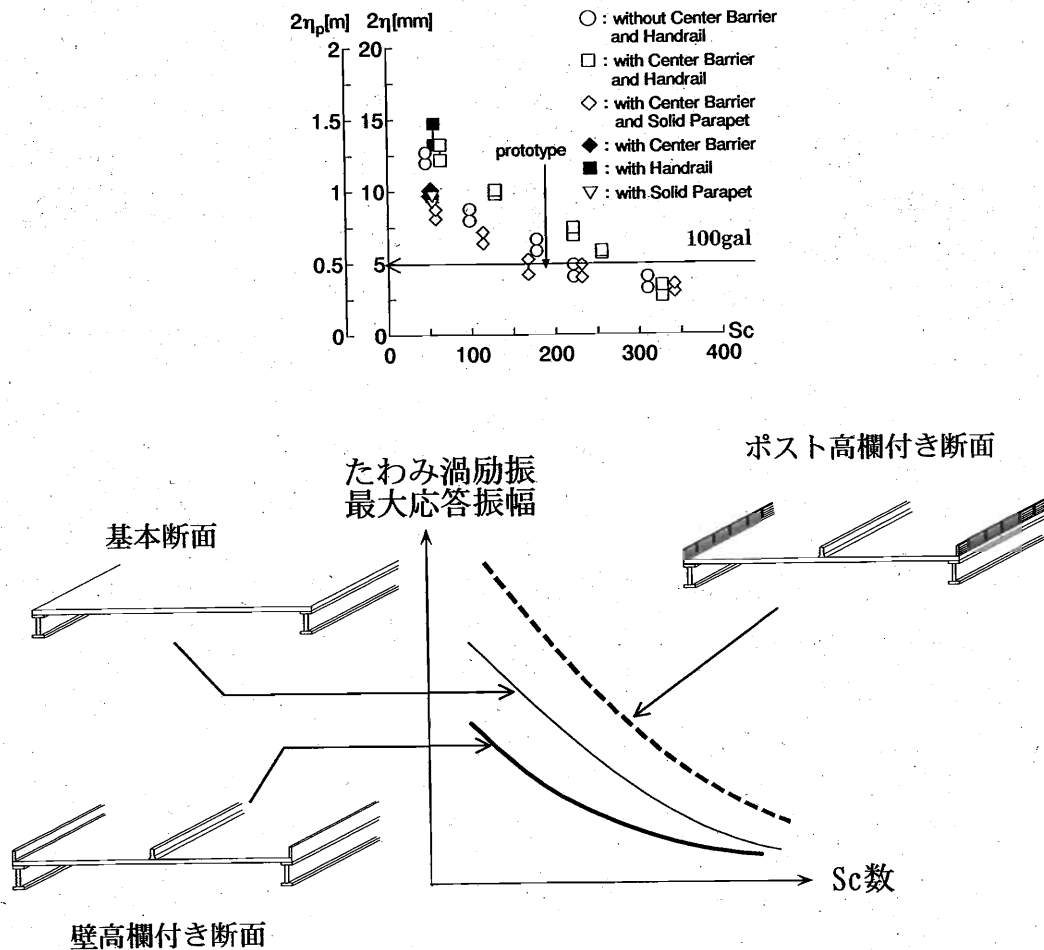


図 6-3-1 たわみ渦励振応答特性に及ぼす橋梁付属物の効果
(I 桁断面, $B/D=10$, $\alpha=0^\circ$, $c/B=0.013$)

充実させた壁高欄を設置した断面（以下、ポスト高欄付き断面、壁高欄付き断面と呼ぶ）の他に、それぞれの高欄のみ設置した断面やセンターバリアのみ設置した断面についても自由振動応答測定実験を行い、渦励振応答特性に及ぼすそれぞれの橋梁付属物の影響を考察する。端2主桁断面ではこれまで複数の渦励振の存在が確認されているが、なかでも最も振幅の大きい、たわみ渦励振では無次元風速 $V/FB=1.6$ 付近から、ねじれ渦励振では無次元風速 $V/FB=1.0$ 付近から発現する自己励起型渦励振に着目する。また、図中の“Prototype”は実橋で予想される対数減衰率 $\delta=0.02$ のときの Sc 数である。なお、「耐風設計便覧（平成3年7月）」[5]では一般に 100gal の加速度以内なら疲労破壊等を考慮しても十分許容できると記されているため、100gal に相当する振幅も図中に表示する。実橋換算でたわみ倍振幅 0.5m、ねじれ倍振幅 0.5° がこれにあたる振幅である。

たわみ渦励振最大応答振幅をプロットした図を図 6-3-1 に示す。壁高欄付き断面(◇)は何も設置していない基本断面(○)よりもその最大応答振幅は小さく、安定化傾向を示し、ポスト高欄付き断面では基本断面よりも不安定化する。したがって、端2主桁断面のたわみ渦励振応答特性にとって高欄の充実率が大きな影響を与えることがわかる。さらに、センターバリアのみを設置した断面(◆)では何も設置していない基本断面(○)に比べ、たわみ渦励振最大応答振幅が小さくなり、安定化する。また、ポスト高欄のみを設置した断面(■)では何も設置していない断面(○)に比べ、たわみ渦励振最大応答振幅が大きくなり、不安定化する。つまり、このようなI桁を持つ端2主桁断面では、センターバリアおよび壁高欄はたわみ渦励振を安定化させ、ポスト高欄がたわみ渦励振を不安定化させる効果をもつことが考えられる。一方、壁高欄のみを設置した断面(▽)ではセンターバリアのみ設置した断面(◆)とほぼ同じ応答振幅を示し、たわみ渦励振を安定化させる効果を持つことが考えられる。したがって、このような端2主桁断面では高欄の形状が、さらに高欄の充実率がたわみ渦励振応答特性に及ぼす影響に大きく寄与することが示された。

一方、ねじれ渦励振応答特性（図 6-3-2）においてもたわみ渦励振応答特性と同様に、橋梁付属物の設置による渦励振応答特性へ及ぼす影響は大きい。しかし、付属物それぞれの役割がたわみ渦励振応答特性とは若干異なり、ポスト高欄付き断面(◇)および壁高欄付き断面(□)で何もつけていない基本断面(○)よりも最大応答振幅が大きくなり、不安定化傾向を示す。さらにセンターバリアのみを設置した断面(◆)では何もつけてない断面(○)に比べ、ねじれ渦励振最大応答振幅は大きくなり不安定化する。また、ポスト高欄のみをつけた断面(■)についても同様に、その振幅は大きくなる。つまり、センターバリア単体ではねじれ渦励振を不安定化させる効果を持つが、高欄と両方を設置する(□, ◇)と、その相互作用により高欄のみ設置した断面よりも安定化する。

このようにたわみ渦励振とねじれ渦励振に及ぼす橋梁付属物の効果は異なり、特に高欄

の充実率が及ぼす渦励振応答特性にとっては、ねじれ渦励振よりもたわみ渦励振の方が比較的敏感な特性を示すことがわかる。また、「耐風設計便覧(平成3年7月)」[5]の基準 100gal の値と同じ実橋相当の Sc 数で比較すると、たわみ渦励振よりもねじれ渦励振の方がその応答振幅が大きいことから、実橋を想定し、同じ基準内に応答振幅を抑えようとした場合、たわみ渦励振よりもねじれ渦励振の方が制振することが困難であることが考えられる。

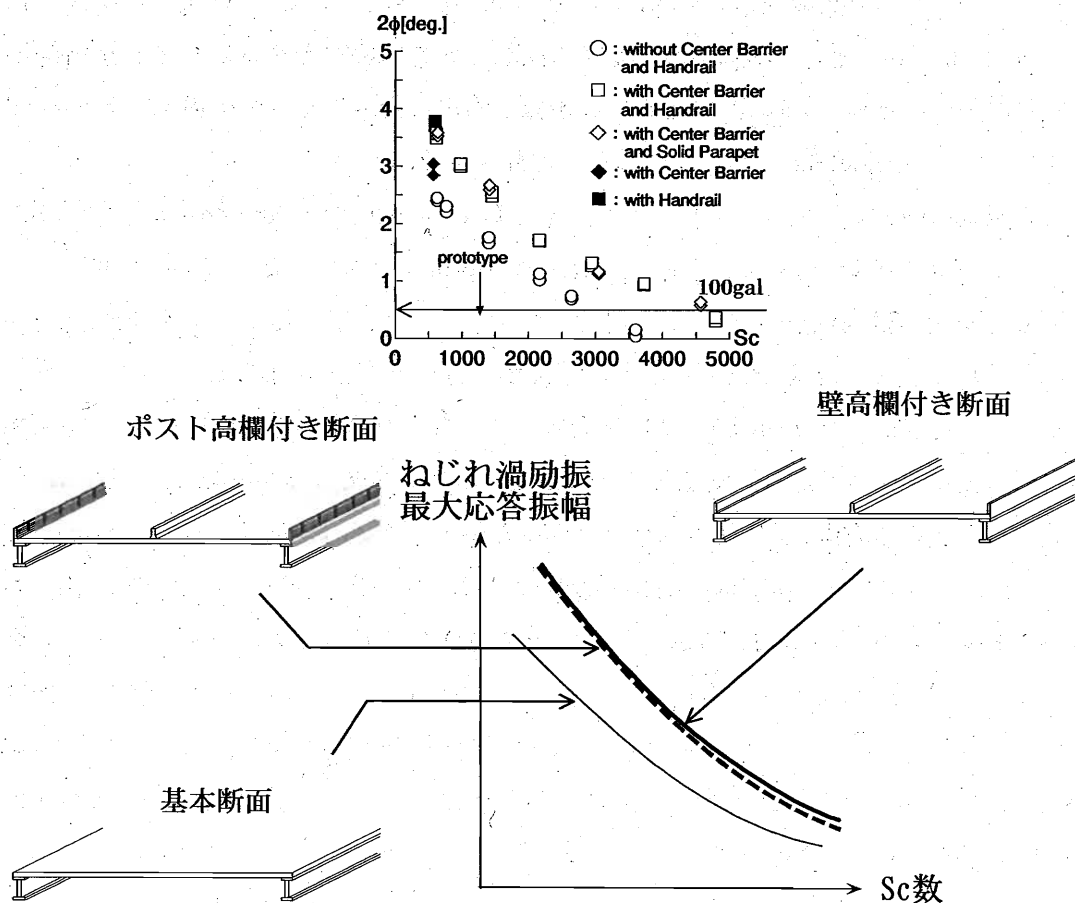
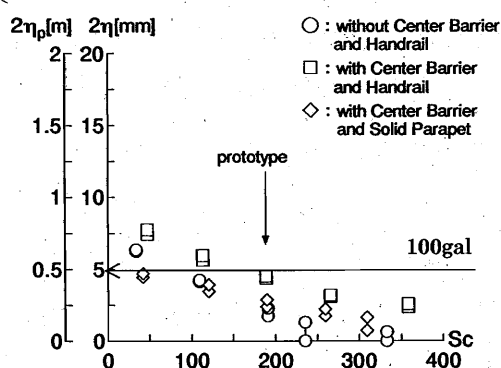


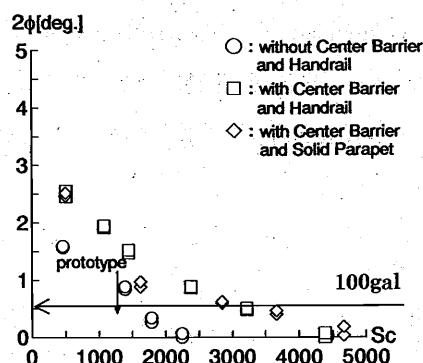
図 6-3-2 ねじれ渦励振応答特性に及ぼす橋梁付属物の効果
(I 桁断面, $B/D=10$, $\alpha=0^\circ$, $c/B=0.013$)

次に、第3章で明らかにしたように端2主桁断面において、同じ主桁位置での主桁形状変化が及ぼす渦励振応答特性への影響は大きいため、主桁形状変化によるたわみ渦励振応答特性の違いを、同じ断面辺長比 ($B/D=10$) を持つ箱桁断面と比較することで検討した。その結果を図 6-3-3 に示す。迎角 $\alpha=0^\circ$ について箱桁断面では I 桁断面と同様、ポスト高欄・

センターバリア設置断面でたわみ渦励振最大応答振幅が不安定な傾向を示す。また、I桁断面に比べ、箱断面の方が全体的に安定化する傾向を示す。これは第3章でも述べたように下面からの渦の巻き込み領域がI桁断面に比べ、箱断面の方が狭く、渦の生成過程においてI桁断面で強い渦が生成されたものと考えられる。このことはねじれ渦励振にも同様の特性を示すことから考えられる。また、ねじれ渦励振応答特性についてもI桁断面と同様な特性を示し、壁高欄およびポスト高欄設置断面で、何も設置していない断面よりも不安定化することがわかる。したがって、このような端2主桁断面において主桁形状が変化しても、渦励振応答特性へ及ぼす橋梁付属物の役割は基本的には同じであると考えられる。



(a) たわみ渦励振応答特性



(b) ねじれ渦励振応答特性

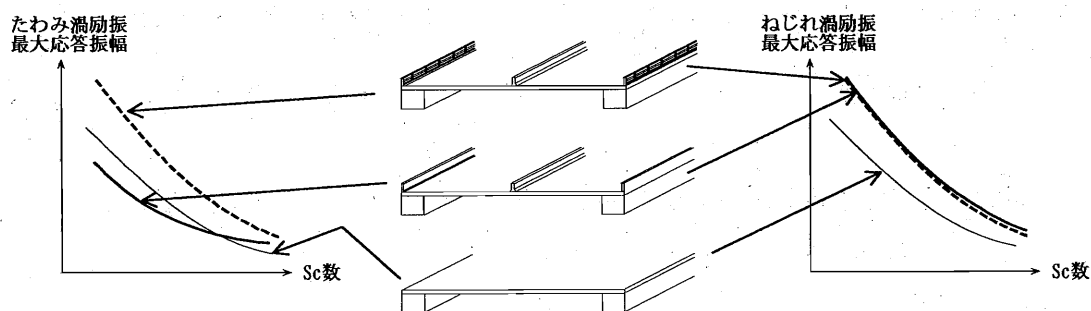


図 6-3-3 渦励振応答特性に及ぼす橋梁付属物の効果（箱桁断面， $B/D=10$ ， $\alpha=0^\circ$ ）

以上より、端2主桁断面（ $B/D=10$ ）のねじれおよびたわみ渦励振応答特性について、ポスト高欄とセンターバリアを設置することで渦励振最大応答振幅が大きくなり、不安定化

する傾向にある。これはセンターバリアの効果よりもむしろポスト高欄の効果が大いものと考えられる。また、端2主桁断面では高欄の形状、つまり高欄の充実率がねじれ・たわみ渦励振応答特性に及ぼす影響が大いことがわかる。さらに、I桁断面よりも箱桁断面の方が渦励振の最大応答振幅の観点から安定化傾向にある。また、本研究により端2主桁断面（I／箱桁断面， $B/D=10$ ）の Sc 数と渦励振最大応答振幅の関係を示すことができ、実橋を想定した場合、たわみ渦励振よりもねじれ渦励振の方が制振することが困難であると考えられるとともに、実橋で渦励振を制振させるのに必要な Sc 数の目安も示すことができた。

一方、このような端2主桁断面における渦励振の制振には、これまで述べた構造減衰（ Sc 数）を大きくする以外に、図6-3-4に示すようにフェアリングなどの設置によって制振できるという報告[6]もあり、比較的大きな応答特性を示す端2主桁断面の渦励振の制振にはフェアリングの設置も有効な手段の一つと考えられ、これからの斜張橋建設計画において、より合理的に渦励振を制御できる主桁形式の開発が望まれる。

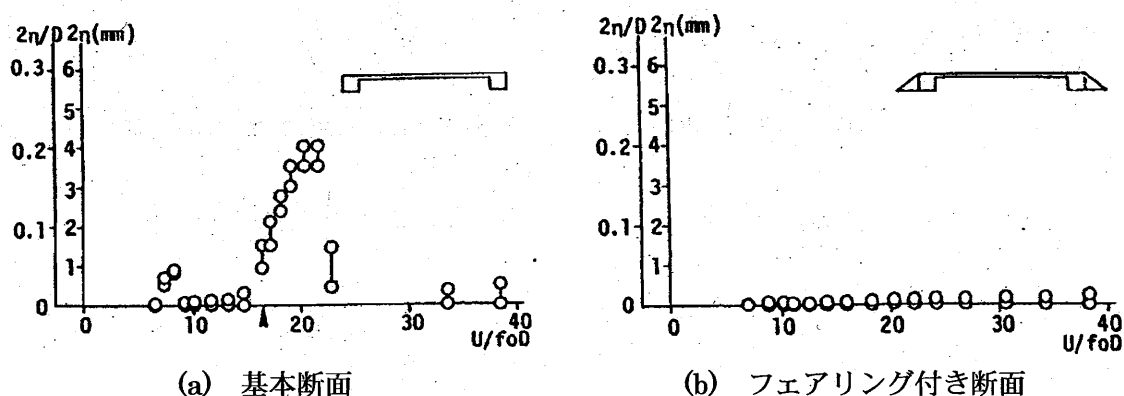


図6-3-4 端2主桁断面の渦励振応答特性に及ぼすフェアリングの効果[6]
($B/D=10$, $\alpha=+5^\circ$)

6. 4 実橋を想定した端2主桁断面の空力特性に関する考察

本節ではこれまで対象としてきた基本断面の空力特性をもとに実橋への適用性を考察する。特に6. 2節で述べたように下フランジを傾斜させることでねじれフラッターに対する安定性が向上することが確認されたため、これらの断面をもとにした実橋断面を想定した。そして、これらの断面に対し、自由振動応答特性を中心とした風洞試験により耐風性評価を行う。

想定する斜張橋は図6-4-1に示すように橋長1,150m、中央径間長610mの3径間連続鋼斜張橋とする。実橋想定断面は図6-4-2に示すように床版はPC床版とし、主桁形状は箱桁とする。さらに箱桁の下フランジには勾配を設け、箱桁の外側ウェブにはケーブルとの定着を考慮して、ケーブル面方向に傾斜させた。橋梁諸元値には、第4章で述べた高欄などの橋梁付属物の設置していない基本断面での空力特性と断面形状変化による影響を比較するために、表6-4-1に示す基本断面での検討時と同じ値を用いることとする。

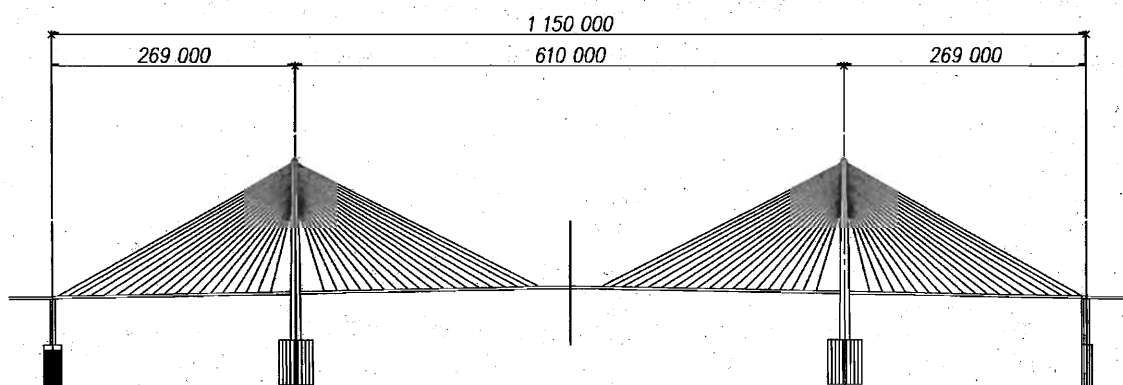


図 6-4-1 実橋想定斜張橋側面図 (mm)

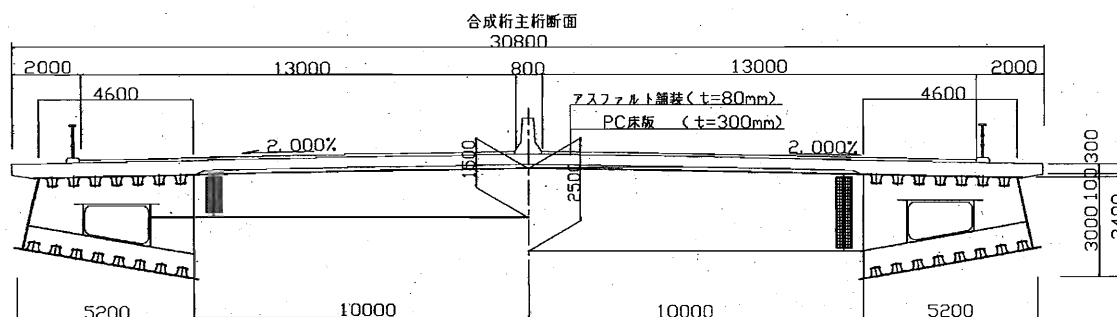


図 6-4-2 実橋想定斜張橋主桁断面 (mm)

表 6-4-1 中央径間長 600m 級の鋼斜張橋の諸元値

緒元	記号	単位	実橋値
中央支間長	L_1	m	610
桁高	D	m	3.4
断面辺長比	B/D	—	9.1
等価質量	m_{Li}	kg/m	4.233×10^4
等価質量慣性モーメント	I_{Li}	kg・m	3.279×10^6
鉛直たわみ 1 次振動数	$f_{\eta Li}$	Hz	0.217
ねじれ 1 次振動数	$f_{\phi Li}$	Hz	0.600
鉛直たわみ対数減衰率	δ_η	—	0.02
ねじれ 1 次対数減衰率	δ_ϕ	—	0.02

本研究で使用する模型は図 6-4-3 で示す。模型の縮尺は 1/70 とし、下フランジの傾斜角を 3 種類に変化させた。便宜上、 $\theta = 0^\circ$ （水平）の箱桁を A タイプ、 $\theta = 10^\circ$ の箱桁を B タイプ、 $\theta = 20^\circ$ の箱桁を C タイプと呼ぶことにする。高欄形状は同じ斜張橋の東神戸大橋に設置されているポスト高欄[7]を参考に、その充実率を 38% とした。また、測定迎角は $\alpha = \pm 3^\circ$ ， 0° ， $+6^\circ$ とした。なお、気流は一様流とした。実験条件は表 6-4-2 に示す。

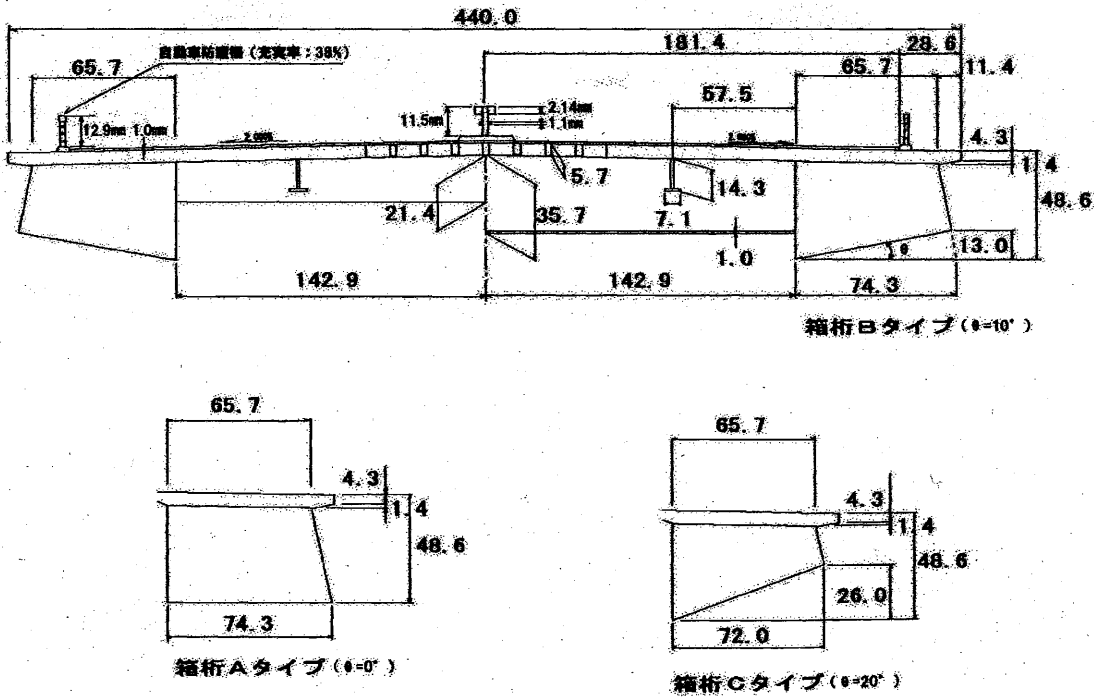


図 6-4-3 本研究で使⽤した実橋想定断⾯の模型断⾯ (mm, 1/70)

表 6-4-2 風洞試験に用いた実験条件

緒元	記号	単位	実橋値	模型
				実験値
中央支間長	L_i	m	600	—
縮尺	—	—	—	1/70
等価質量	m_{Li}	kg/m	4.233×10^4	8.532
等価質量慣性モーメント	I_{Li}	kg・m	3.279×10^6	1.421×10^{-2}
鉛直たわみ1次振動数	$f_{\eta Li}$	Hz	0.217	1.057
ねじれ1次振動数	$f_{\phi Li}$	Hz	0.600	2.509
鉛直たわみ対数減衰率	δ_{η}	—	0.02	0.0202
ねじれ1次対数減衰率	δ_{ϕ}	—	0.02	0.0203

ここで、実橋想定断面の耐風評価を行うにあたり、フラッター照査風速を設定する。ここでは「道路橋耐風設計便覧（平成3年7月）」[5]より簡易的にフラッター照査風速を求めることとする。想定する架橋地点の基本風速を $V_{10}=40\text{m/s}$ とし、海上部に架橋することを仮定し、表 6-4-3 に示す条件で算出した結果、フラッター照査風速は 79.2m/s となり、本節ではこの風速を基準として実橋想定断面の耐風性評価を行うことにする。参考に同じ斜張橋である東神戸大橋（485m、1993 年）のフラッター照査風速[7]は 72m/s である。

設計基準風速： $V_d = V_{10} \times E_1 = 40 \times 1.5 = 60\text{m/s}$ (6.1)

フラッター照査風速： $V_{rf} = 1.2 \times E_{r1} \times V_d$
 $= 1.2 \times 1.1 \times 60 = 79.2\text{m/s}$ (6.2)
(参考値：東神戸大橋：72m/s)

表 6-4-3 想定する架橋地点での諸条件

《便覧に基づく条件》
○ 地表面粗度区分: I
○ 桁高度z : $60 < z \leq 70$
○ 高度及び粗度区分に関する補正係数: $E_1 = 1.50$
○ 自然風の変動に基づく補正值: $E_{r1} = 1.10$

図 6-4-4 に実橋想定断面と基本断面のねじれ 1 自由度における自由振動応答特性を示す。ここでの基本断面とは 6. 2 節で述べた高欄などの付属物を設置していない下フランジを傾斜させた断面を指す。以下、基本断面と呼ぶこととする。実橋想定断面において迎角 $\alpha = 0^\circ$ では箱桁断面 A タイプ ($\theta = 0^\circ$) を除き、どの断面もねじれフラッターが高風速域まで発現せず、良好な耐風特性を示す。箱桁断面 A タイプ ($\theta = 0^\circ$) で基本断面よりもフラッター発現風速は大きい。これは箱幅の違いによるものと考えられ、ねじれフラッターに起因する下面からの渦生成の違いによるものと考えられる。そのため、実橋想定断面においても基本断面と同様に下フランジを傾斜させることでねじれフラッターが安定化することすることが考えられる。したがって、迎角 $\alpha = 0^\circ$ において、ねじれフラッターの発現には高欄や横断勾配およびセンターバリアなどの橋梁付属物の影響は比較的小さいものと考えられる。

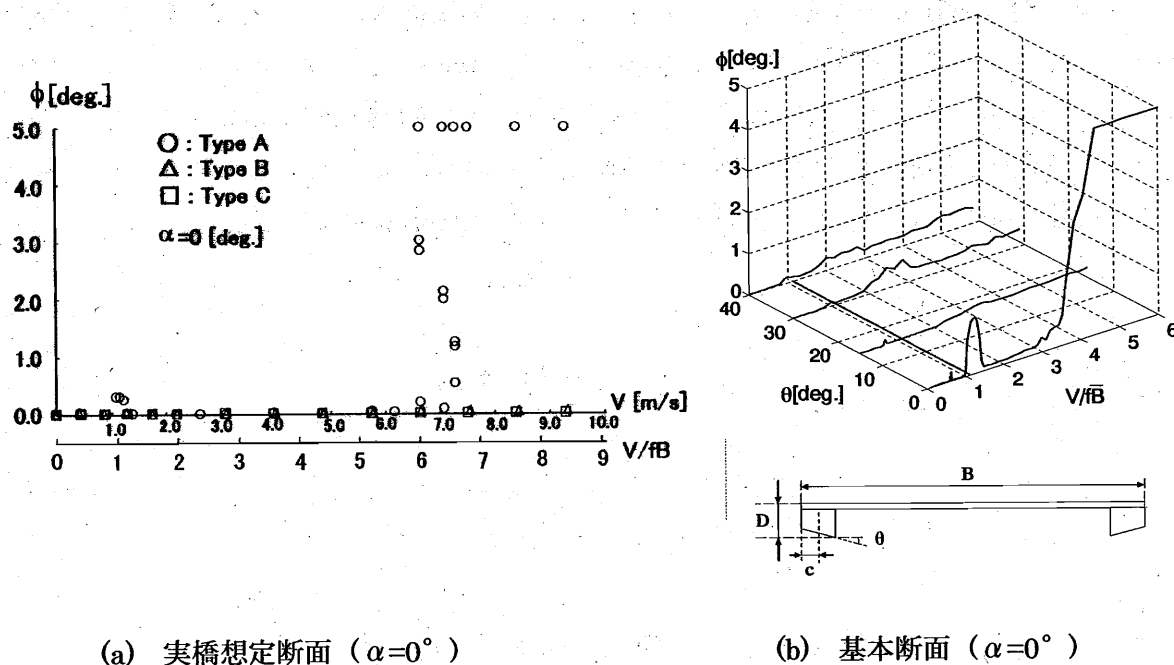
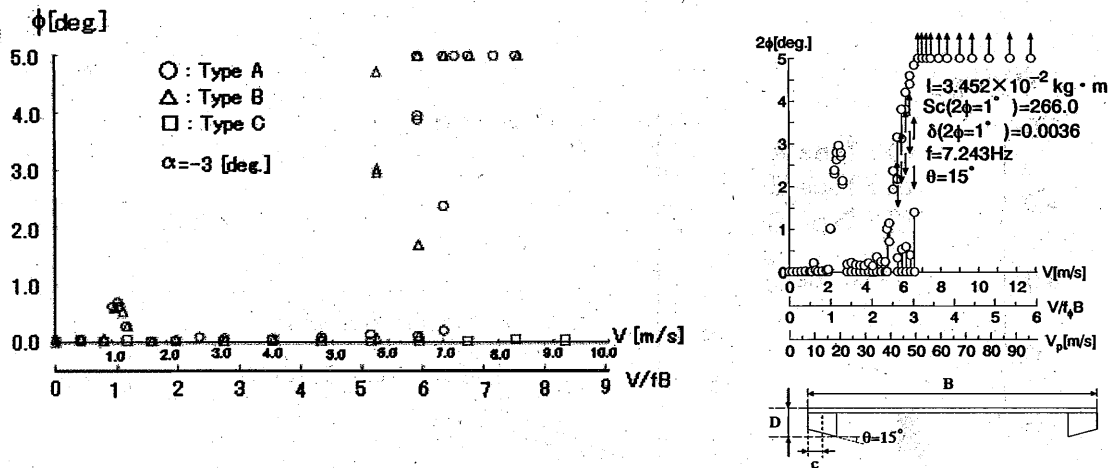


図 6-4-4 実橋想定断面と基本断面の自由振動応答特性の比較 (ねじれ 1 自由度, $\alpha = 0^\circ$)

次に、図 6-4-5 で示すように迎角 $\alpha = -3^\circ$ の箱桁断面 B タイプ ($\theta = 10^\circ$) と基本断面 $\theta = 15^\circ$ を比較する。これら両断面を比較すると、両断面とも不安定なリミットサイクルが発現している。さらに、図 6-4-6 に示す迎角 $\alpha = +3^\circ$ での箱桁断面 A タイプ ($\theta = 0^\circ$) と基本断面がほぼ同じ風速域からフラッターが発現しすることを考えても、橋梁付属物の空力

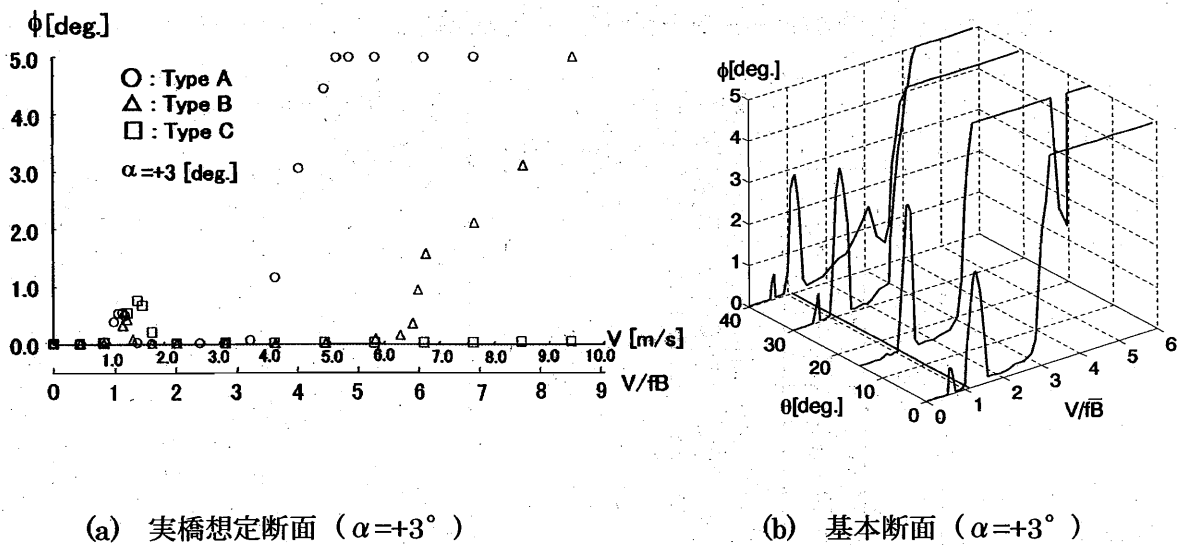
特性に及ぼす影響はあまり大きくないものと考えられる。しかし、迎角 $\alpha = +3^\circ$ では箱桁断面 C タイプ ($\theta = 20^\circ$) で高風速域までねじれフラッターが発現しないが、基本断面では安定化効果は見られない。したがって、これらのことを考慮すると迎角と下フランジの傾斜角および高欄設置状況（充実率や設置位置）の組み合わせによっては基本断面と同じ



(a) 実橋想定断面 ($\alpha = -3^\circ$)

(b) 基本断面 ($\theta = 15^\circ, \alpha = -3^\circ$)

図 6-4-5 実橋想定断面と基本断面の自由振動応答特性の比較 (ねじれ 1 自由度, $\alpha = -3^\circ$)



(a) 実橋想定断面 ($\alpha = +3^\circ$)

(b) 基本断面 ($\alpha = +3^\circ$)

図 6-4-6 実橋想定断面と基本断面の自由振動応答特性の比較 (ねじれ 1 自由度, $\alpha = +3^\circ$)

特性を示さない場合もあると考えられるが、概ね基本断面と実橋を想定した断面とでは同じ特性を示していると判断でき、端2主桁断面のねじれフラッターに及ぼす橋梁付属物の影響は比較的小さいものと考えられる。図 6-4-7 に示す迎角 $\alpha=+6^\circ$ では、全ての断面でねじれフラッターが発現し、想定したフラッター照査風速（無次元風速 $V_I=4.3$ 、実橋換算風速 $V_H=79.2\text{m/s}$ ）をクリアしないことがわかる。

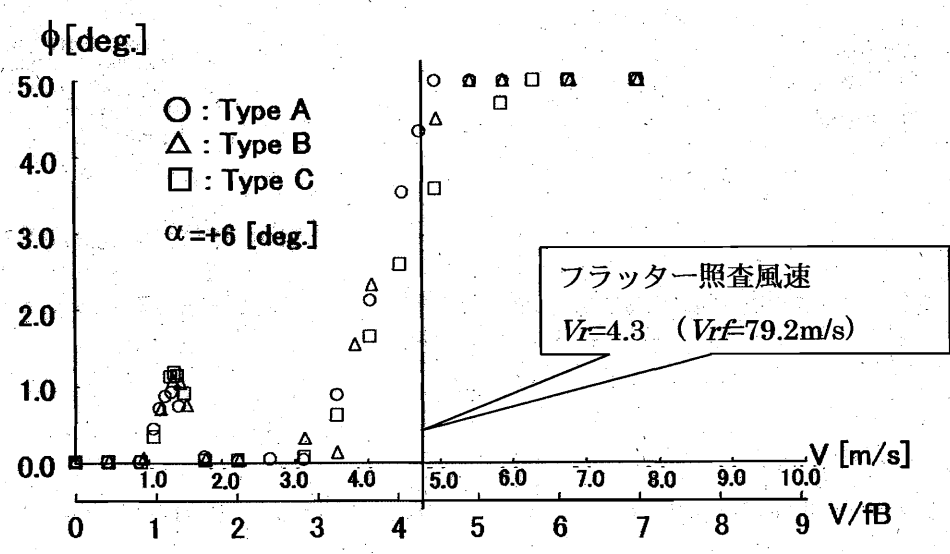
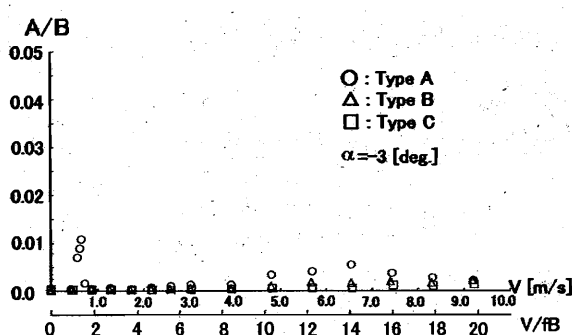


図 6-4-7 実橋想定断面のねじれ 1 自由度における自由振動応答特性（ $\alpha=+6^\circ$ ）

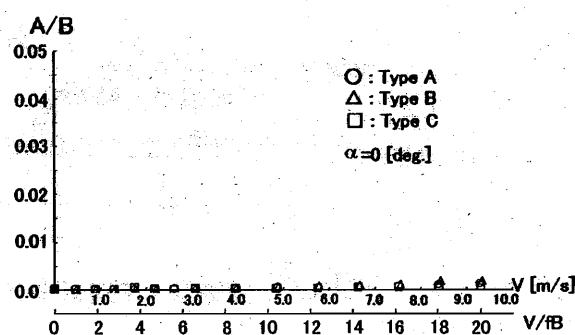
表 6-4-4 基本断面と実橋想定断面の Sc 数の比較表（たわみ 1 自由度）

基本断面				実橋想定断面
α	θ	Sc数	Sc数(平均)	Sc数
0	0	35.26	37.29	119.6
	15	36.87		
	30	38.78		
	40	34.57		
+3	0	37.96		
	15	37.87		
	30	36.67		
	40	35.21		
-3	0	39.78		
	15	37.31		
	30	39.53		
	40	37.66		

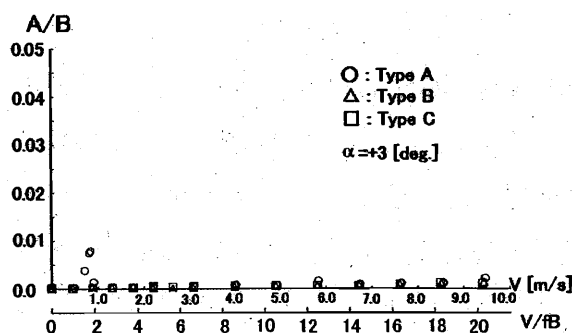
一方、図 6-4-8 に示すたわみ 1 自由度の自由振動応答特性について、箱桁断面 A タイプ ($\theta=0^\circ$) を除き、迎角 $\alpha=-3^\circ \sim +3^\circ$ の範囲で他の実橋想定断面では渦励振の発生が確認できず、良好な耐風特性を示す。基本断面の Sc 数 (約 37.3) と実橋想定断面の Sc 数 (約 119.6) に差はある (表 6-4-4) もの、これは迎角 $\alpha=0^\circ$ での下フランジを傾斜させることでたわみ渦励振が安定化するという基本断面の特性と同じ特性を示しているものと考えられる。しかし、迎角 $\alpha=-3^\circ, +3^\circ$ での基本断面では実橋想定断面ほど明確な安定化傾向は見られない。これは Sc 数の影響を受けたものと考えられるが、実橋想定断面においても下フランジを傾斜させることで、たわみ渦励振を安定化させる効果をもつことが考えられる。また、迎角 $\alpha=+6^\circ$ ではどの断面も渦励振が発現しているため、高迎角時 ($\alpha=+6^\circ$) ではたわみ渦励振の空力対策が必要であると考えられる。したがって、このような実橋想定断面のたわみ渦励振応答特性においても迎角に対して敏感な断面であると言える。



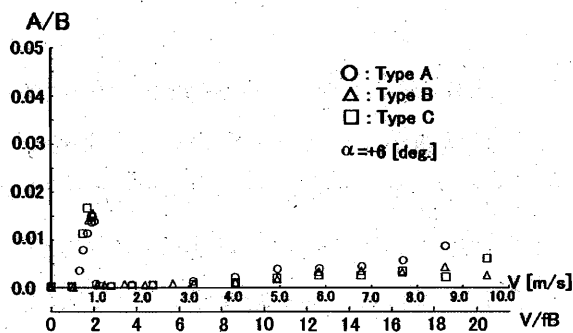
(a) $\alpha = -3^\circ$



(b) $\alpha = 0^\circ$



(c) $\alpha = +3^\circ$



(d) $\alpha = +6^\circ$

図 6-4-8 実橋を想定した端 2 主桁断面の自由振動応答特性 (たわみ 1 自由度)

次に実橋想定断面の迎角 $\alpha=+6^\circ$ におけるフラッター限界風速をクリアさせる目的で3つの対策を考案し、自由振動応答測定実験による耐風性の評価を行った。主桁断面は下フランジの傾斜角が小さいほど製作性・施工性に優れるため、迎角 $\alpha=+3^\circ$ においても耐風性の改善が見られた箱桁断面タイプ B ($\theta=10^\circ$) の断面に着目する。耐風対策として図 6-4-9 に示すような箱桁内側から鉛直プレート設けた下面スタビライザー (対策①)、中央分離帯には中央高欄センターバリア (対策②) および床版中央には充実率 45% のグレーチング (対策③) を考案した。対策①については下フランジ下面からの剥離を促す目的で考案し、対策②については既に 6.2 節で述べたように I 桁の端 2 主桁断面でその耐風性向上が確認されたため設置を考えた。対策③については各研究機関[8]～[10]にて 2 箱桁並列断面の有効性を指摘していることから、断面中央にグレーチングを設けた。なお、図 6-4-9 に示す空力制振対策はそれぞれの役割について調査するため、個別に断面上に施して検討を行った。

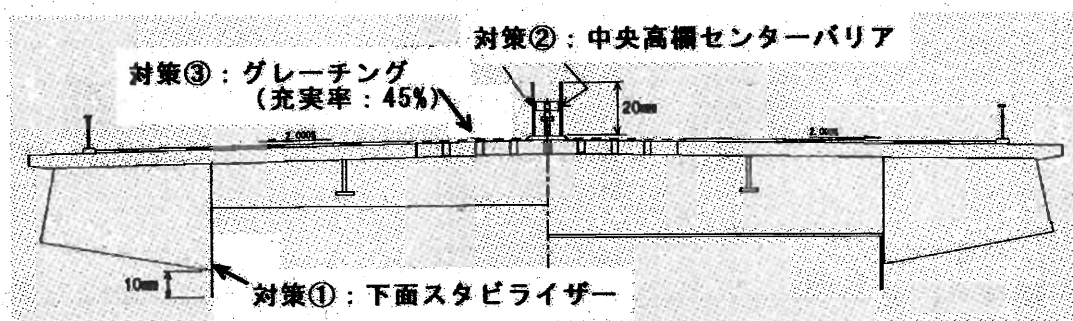


図 6-4-9 各種空力制振対策の設置状況 (箱桁断面 B タイプ ($\theta=10^\circ$))

図 6-4-7 に示すように迎角 $\alpha=+6^\circ$ おいて箱桁形状の変化だけでは目標とするフラッター照査風速がクリアできないため、迎角 $\alpha=+6^\circ$ に着目して、これらの空力制振対策 (3 種類) は個々に設置し、それぞれの断面にて自由振動応答特性を比較した。図 6-4-10 にねじれ 1 自由度における自由振動応答特性を示す。これらの図より、グレーチング (対策③) を設置した場合は、何も対策をしない実橋想定断面よりもねじれフラッターの発現風速が小さくなり、端 2 主桁断面では断面中央部の開口は逆に耐風性を悪化させる効果をもつことが考えられる。これは並列 2 箱桁断面[8]～[10]のように箱桁形状の主桁断面の断面中央に開口を設けることと端 2 主桁断面にて断面中央部に開口を設けることが全く逆の空力的な効果を有することになる。このことは、耐風性改善に効果があったとされる並列 2 箱桁断面

は、連成フラッタータイプのフラッターであると推察され、断面上下面の圧力差の緩和が作用したものと考えられる。つまり、ねじれフラッタータイプの本断面とはフラッター特性が異なるものと考えられる。ただし、今回の検討は、ある特殊なグレーチング形状や配置によるものであり、グレーチングの配置、充実率等を変化させることによって空力特性も変わる可能性も考えられる。

また、下面スタビライザー（対策①）を設置すると、何も対策をしない実橋想定断面よりも若干ねじれフラッターの発現風速が高風速側に移り、耐風性の改善が見られる。しかし、目標とするフラッター照査風速には及ばないことがわかる。一方、中央高欄にセンターバリアを設置した断面（箱桁断面 B タイプ（ $\theta=10^\circ$ ））が、これら3つの対策断面のなかで最もフラッター発現風速が高風速側に移り、フラッター照査風速をクリアさせていることがわかる。このことは6. 2節で述べた橋梁付属物を設置していないセンターバリア付き断面でも正迎角で耐風安定性が向上したことと対応する。

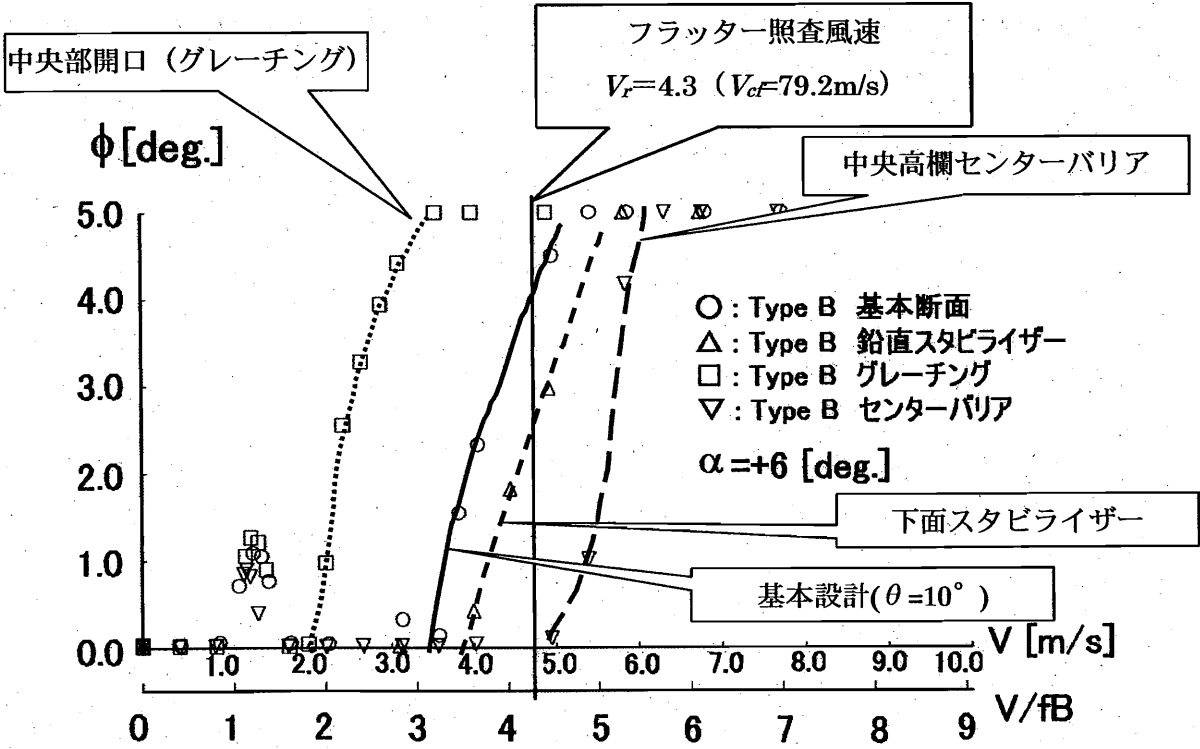


図 6-4-10 耐風対策を施した端 2 主桁断面の自由振動応答特性(ねじれ 1 自由度, $\alpha = +6^\circ$)

以上より、本節で実橋を想定した端2主桁断面の耐風性評価の結果、実橋想定断面においても下フランジを傾斜させることは、その耐ねじれフラッター性能を向上させる上で有効であり、さらに、ねじれフラッターに及ぼす橋梁付属物の影響は比較的小さいものと考えられる。また、端2主桁断面の中央部にグレーチングを開口させることで断面上下面の流れ場を改善させても、その耐風性改善の期待は薄いことが考えられる。さらに、端2主桁断面の断面中央にセンターバリアを設けることで、実橋想定断面においても正迎角での耐風性を向上させる空力制振対策として有効な方法の一つと考えられる。ただし、6.2節でも述べたようにセンターバリア設置による抗力係数 C_d の増加に注意が必要である。

6. 5 端2主桁断面の経済性に関する一考察

橋梁の形式を選定するにあたっては機械的に選定するのではなく、より多くの設計要素を考慮した上で、最終的に選定しなければならない。主な設計要素としては道路線形や橋長、スパン割や橋脚の位置、安全性、美観および経済性などが挙げられる。さらに近年では耐久性やライフサイクルコストなども重要視される傾向にある。一般的にある計画された橋梁の径間長に対しては、これまでの経験に基づいて、標準適用支間長に対する橋梁形式の中からある程度の形式候補[11]を選ぶことはできる。しかしながら、先に挙げた選定要素の全てを考慮して総合的に判断をすることが重要であると考えられる。

本節ではこれまでに述べてきた端2主桁断面を有する長大斜張橋の経済性について、これまで一般的に長大斜張橋に適用されてきた鋼床版一箱桁との建設費（上部工工事費）を比較することで、その経済的な有効性について一考察を行う。対象とする端2主桁断面は前節で耐風性評価を行った箱桁形式の実橋想定断面とする。

斜張橋の適用が可能な経済範囲について、過去には図 6-5-1 に示すような中央径間が1,200ft~2,000ft (365m~609m) の範囲で、斜張橋が他の吊橋や鋼ゲルバー橋よりも経済性に優れているとの報告もあり[12]、また、国内では歩道橋を除き、200m~600m の範囲で実績が多いように見受けられる。したがって、研究対象としてきた 600m 級長大斜張橋は他の橋梁形式と比べ、十分に経済的な競争力を有する支間長であることが示唆される。

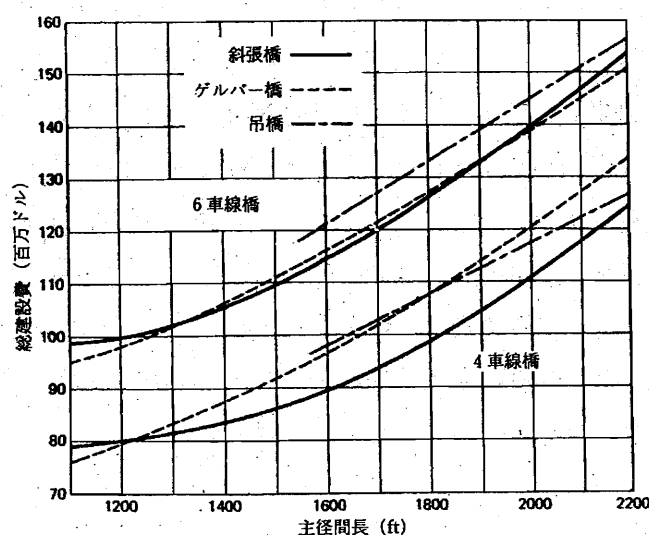


図 6-5-1 New Orleans バイパス I-410 建設費（1971 年当時）の橋梁形式別比較[12]

また、第1章でも述べたように主桁への合成構造を採用した代表的な合成桁斜張橋として、カナダの Alex Fraser 橋（1986 年，465m）や中国の楊浦大橋（1993 年，601m）などがあり、これらの橋は従来の斜張橋建設の建設費に比べ、低コストで建設されたと言われている。実際、Alex Fraser 橋は 1986 年当時、総工費 5,300 万ドル（当時 1\$200 円とすると約 106 億円）で建設されたと言われ、斜張橋としては異例の安価で建設されている。

そこで、代表的な国内の鋼斜張橋の上部工工事費を道路橋年報[13]から抜粋し、表 6-5-1 にまとめ、合成斜張橋である Alex Fraser 橋の工費と比較する。いずれの橋も Alex Fraser 橋の 2 倍以上の建設費を示し、海外橋梁であることや時代背景、為替レート、架設工法などを考慮しても合成斜張橋が十分に経済的利点を有していることが示唆される。

表 6-5-1 Alex Fraser 橋と国内の鋼斜張橋建設費（概算）の比較

橋梁名	主桁形式	1m ² あたりの工事費 (比率)
Alex Fraser 橋	合成桁（端 2 主断面）	1.00
A 橋	鋼床版一箱桁	2.28
B 橋	トラス形式	4.66
C 橋	トラス形式	4.61
D 橋	鋼床版一箱桁	2.22
E 橋	トラス形式	4.04
F 橋	鋼床版一箱桁	3.34
G 橋	鋼床版一箱桁	3.74
H 橋	鋼床版一箱桁	3.89
I 橋	鋼床版一箱桁	3.98

そこで、国内では斜張橋の主桁形式を端 2 主桁断面にすることで、実際にどの程度の工費縮小になるのか、国内の積算基準に基づいて上部工工事費の積算を行った。まず、国内の長大斜張橋の中央径間部などでよく用いられている扁平六角形断面の鋼床版一箱桁を主桁形式に想定した斜張橋と、同支間長（600m）を有する合成 2 主箱桁（端 2 主桁断面）を有する斜張橋の 2 橋について概略設計[14]を行い、概算工費を試算した。また管理費等の算出には「国土交通省土木工事積算基準（平成 17 年）」[15]をもとに算出した。ここで概算工費を算出するにあたり、いくつかの仮定を下記に列挙する。

仮 定

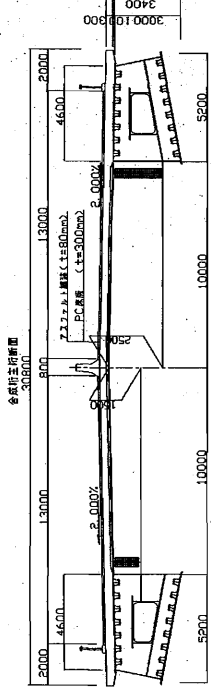
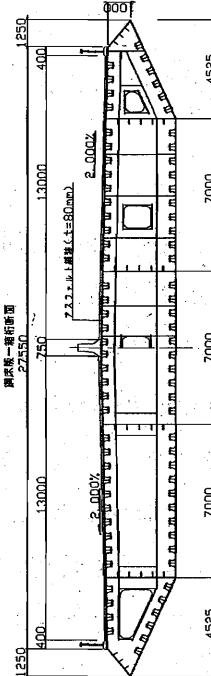
1. 鋼床版箱桁は一箱桁断面とし、架空の断面の採用（最大桁高・有効幅員は同長）
2. 主塔形式として両橋とも逆 Y 型鋼製主塔。
3. 端 2 主桁断面の床版はプレキャスト PC 床版とする。

4. 塗装面積は鋼板の平均板厚よりその塗装面積を算出する。
5. 部材輸送方法は両橋とも海上輸送とする。
6. 架設工法は両橋とも片押し架設工法を想定し、両橋とも名港中央大橋で実績のある工費[13]を参考にする。

これらの仮定をもとに算出した上部工工費比較表を表 6-5-2 に示す。これらの結果から中央支間長 600m 級鋼斜張橋の主桁形式を端 2 主桁断面にすることで、全体工費で鋼床版一箱断面と端 2 主桁断面との比が 0.75、つまり、およそ 25%の合理化が見込まれることが明らかとなった。海外の橋梁設計で Weirton-Steubenville 橋 (1990, アメリカ, 中央支間長 249.9m, I 桁断面) について公示された工費[16]によると、同じような比較検討の結果、その比は 0.61、横山らの試算[17] (中央支間長 410m, I 桁断面) では 0.69 と今回の試算とでは若干の開きがある。これは支間長や幅員、比較対象とする主桁形式や想定する架設工法などの違いによるものと考えられるが、今回の試算においても端 2 主桁断面の長大斜張橋への適用における優れた経済性を確認することができた。

一方、架設工費は実際の架設現地の状況によっては単部材で輸送・架設する方法や大型フローティングクレーンによる大ブロックで架設する工法など、主桁形式により架設工費は実際のもものと異なることも予想される。さらに、鋼重ミニマムとした最適桁高などの検討を行うことによって、さらなる合理化がはかれるのと考えられる。また、主塔にコンクリートを用いた混合構造にしたり、主塔の発生断面力を小さくする目的で側径間に中間支点を設けたりするなど、さらなる合理化構造の提案によっては、さらに経済性を向上させることも可能であると考えられる。したがって、上部工のみならず、下部工、基礎工などを含めたトータルの設計・製作および架設に至る各段階において合理化を追求し、建設コスト最小となる建設計画を立案することが重要である。

表6-5-2 合理化桁と従来の鋼床版箱桁の鋼重と概略工費（上部工）比率

車線数	6車線（片側3車線）	
橋長（m）	1150	
中央支間長（m）	610	
有効幅員（mm）	26000	
断面形式	合成2主箱桁（端2主桁断面）	鋼床版箱桁
断面図		
床版	PC床版（厚300mm）	鋼床版
主塔	逆Y型鋼製主塔	逆Y型鋼製主塔
主桁	SM400/SM490Y	SM400
主要使用部材	SM490Y、SM570	SM490Y、SM570
ケーブル	HiAm&DINAアンカーケーブル	HiAm&DINAアンカーケーブル
架設工法	バランシング架設工法	バランシング架設工法
鋼重（t）		
主桁	4,963（0.294）	16,868（1.000）
主塔	4,526（1.174）	3,856（1.000）
ケーブル	2,667（1.022）	2,609（1.000）
合計	12,155（0.521）	23,332（1.000）
PC床版（m ² ）	34,804	—
工場製作概算費 比率	0.832	1.000
概算架設工費 比率	0.630	1.000
概算総上部工費 比率	0.750	1.000

※概算総工費の中に下部工工費は含まない。
※（ ）内は鋼床版箱桁を1とした場合の割合。
※PC床版はプレキャスト床版を使用し、製作、架設および輸送は架設工費に含まれる。

<参考文献>

- [1] 社団法人日本鋼構造協会：構造物の耐風工学
- [2] 土木学会：橋梁の耐風設計—基準と最近の進歩—，2003.
- [3] Scanlan, R.H., Beliveau, J.G. and Budlong, K.S. : Indicial Aerodynamic Functions for Bridge Decks, Journal of the Engineering Mechanics Division, Proceedings of ASCE., Vol.100, EM4, August, pp.657-672, 1974.
- [4] 松本 勝, 小林裕輔, 浜崎 博：構造基本断面における連成フラッターの発生機構に関する研究, 第 13 回風工学シンポジウム論文集, pp.359-364, 1994.
- [5] 社団法人日本道路協会：道路橋耐風設計便覧, 平成 3 年 7 月
- [6] 松本 勝, 伊藤裕一, 八木知己, 徳元真一, 白 丙基, 白土博通, 白石成人：音響刺激による橋梁断面の剥離せん断層不安定性増幅に関する研究, 京都大学防災研究所年報, 第 34 号, B-1, 平成 3 年 4 月
- [7] 阪神高速道路公団：東神戸大橋工事誌 (5 号湾岸線), 1994.
- [8] 後藤和夫, 松本 勝, 吉住文太, 薮谷忠大, 阿部和浩：並列矩形断面のフラッター特性, 日本風工学会誌, No.71, pp.173-174, 1997.
- [9] 例えば, 麓 興一郎, 秦 健作, 楠原栄樹, 平野 茂, 大廻 聡：二箱桁断面の耐風安定性に関する検討, 土木学会第 57 回年次学術講演会概要集, pp.975-976, 平成 14 年 9 月
小川一志, 下土居秀樹, 野上千秋：2500m 級超長大吊橋への適用を想定した 2 箱桁断面の空力特性, 第 15 回風工学シンポジウム論文集, pp.431-436, 1998. など.
- [10] 橋梁と基礎—斜張橋特集—1978.8
- [11] 社団法人日本橋梁建設協会：'01 デザインデータブック, 2001.
- [12] 九州大学出版会：斜張橋の設計と施工
- [13] 社団法人日本道路協会：道路年報
- [14] 例えば, 日本電子計算株式会社：鋼斜張橋概略自動設計(JSP50) など.
- [15] 国土交通省土木工事積算基準 (平成 17 年)
- [16] Cable-stayed bridge job bid 36% under estimate, Engineering News Record, Sept.15, 1983, S.16
- [17] 横山功一, 日下部毅明, 若狭忠雄, 大場誠道：二主桁合成床版を有する斜張橋に関する総合的検討, 構造工学論文集, Vol.38A, pp.1153-1160, 1992.

第7章 結 論

これまで長大斜張橋に適用する端2主桁断面 (Edge Girder) の空力特性を中心に研究・調査・検討を行ってきた。そこで得られた結論を以下にまとめる。

【端2主桁断面 (Edge Girder) の基本的空力特性】

1. H型および矩形断面と比較した上下非対称断面 (Edge Girder) の振動応答特性

同じ断面辺長比 B/D を持つ端2主桁断面では、ねじれおよびたわみ渦励振の発現風速が矩形断面と一致する。このことは渦の流下速度が矩形断面と同じで、剥離せん断層から生成される渦の構造が比較的矩形断面のそれに近いことが示唆される。

2. 端2主桁断面の基本的な空力振動特性

同じ断面辺長比 B/D を持ち、下面からの剥離位置があまり変化しない端2主桁断面において、主桁形状の変化がねじれフラッターに及ぼす影響はあまり大きくないことが考えられる。一方、主桁位置を少し内側に設置するだけで飛躍的にねじれフラッターの発現風速が上昇し、空力的に安定化する。

【端2主桁断面 (Edge Girder) の渦励振およびフラッターの発現機構】

3. π 型断面における渦励振特性に関する考察

自己励起型渦励振の発現風速から、 π 型断面では主桁間隔を幅員 B としたときに渦励振の発現風速が決定付けられる。これは下面からの剥離渦が支配的に影響を及ぼしているためであると考えられる。

4. 上下非対称断面 (Edge Girder) におけるフラッター特性に関する考察

非定常圧力特性から π 型断面において、断面上下面後流側に存在する励振力がねじれフラッターの発生要因と考えられる。また、 π 型断面は上面が矩形断面と、下面ではH型断面と類似した特性を示す傾向にある。したがって、両方の特性が混在することで π 型断面としての振動応答が決定付けられるものと考えられる。

5. 端2主桁断面におけるフラッター特性に関する考察

主桁を内側に配置することで、フラッタータイプが変化していることがわかる。これは

張り出した床版形状により、前縁からの剥離せん断層の再付着点が前縁側に移動し、局所的な剥離バブルが形成されたためと考えられる。

また、さらに主桁を内側に配置したときには逆にフラッター発現風速が低下し、空力的に不安定化する。

【耐風設計から見た斜張橋の力学特性】

6. マルチケーブルの斜張橋全体剛性への寄与率に関する考察

斜張橋の場合、それを構成するケーブルシステムが圧倒的に全体の剛性に寄与している。このことにより、耐風設計の観点からは主桁を平板構造として適用することも考えられるが、実構造においては主桁に作用する軸力による横倒れ座屈などの座屈が問題となる。

7. 適用可能支間長

中央支間長、主桁位置およびフラッター発現風速の関係を明らかにすることで、Edge Girder の各支間長におけるフラッター性能を明確にし、今後の合理化桁斜張橋を計画する際の有効な耐風基礎データを示した。

【端2主桁断面（Edge Girder）の長大斜張橋への適用性】

8. 空力特性に基づく合理的な制振対策

水平／鉛直プレートの設置や下フランジを傾斜させることが耐フラッター性向上の観点から有効である。特に下フランジを傾斜させた断面では、主桁を内側に配した断面と同じ空力的な効果を有するため、ねじれフラッターが安定化したものと考えられる。また、実橋を想定した断面においても下フランジを傾斜させることは耐ねじれフラッター性を向上させる上で有効である。

9. 端2主桁断面の経済的な効果

端2主桁断面の経済的優位性について、従来からある鋼床版1箱桁断面と経済比較して評価した結果、中央支間長 600m 級鋼斜張橋では、上部工全体工費の約 25%程度の合理化が見込まれる。

謝 辞

本論文を完成するにあたり、多くの方々から御指導と御助言を賜りましたことに感謝の意を表します。

筆者は小さいころより橋という構造物に憧れを抱き、平成六年の大学四回生から本格的に橋梁の耐風工学・風工学という大変興味深い学問について勉強することができました。以来、京都大学大学院工学研究科 松本 勝教授には学生時代だけでなく、住友重機械工業株式会社入社の御世話を頂いた後も、本論文を主テーマとした研究に終始御指導を賜り、風工学の基礎から最先端にわたる薫陶を賜るとともに研究への姿勢や社会人としての心得に至るまで、格別の御指導と御鞭撻を賜りました。さらに本論文の着手から研究計画、実験結果に対する考察、とりまとめに至るまで、終始熱心な御指導と、御教示を賜りました。浅学な著者が本論文の完成に至ることができましたのもひとえに松本 勝教授の格別な御指導と暖かい激励によるものであります。ここに記して深甚なる感謝と御礼を申し上げます。

また、本論文に対し、京都大学防災研究所 河井宏允教授、京都大学大学院工学研究科 田村 武教授、岡 二三生教授、宮川豊章教授より貴重な御意見、御指導を賜りました。ここに記して深く御礼申し上げます。

京都大学大学院工学研究科白土博通助教授には本論文の実験方法や解析手法に関する御指導のみならず、機会あるごとに有益な御意見、御助言を頂きました。深く感謝申し上げます。

京都大学大学院工学研究科八木知己助手には風洞実験の遂行にあたり、著者の素朴な疑問や質問にいつでも快く応じて頂き、的確な御助言を頂きました。厚く御礼申し上げます。

また、京都大学大学院工学研究科社会基盤工学専攻橋梁工学分野での実験にあたり、これまで数多くの関係各位および諸先輩方、学生諸氏には多大なるご助力と御協力を頂きました。こころより感謝と敬意を表します。

最後に本研究に深い御理解と御支援を頂きました、鉄構機器事業部 清家康彦事業部長、企画室 山本孝雄理事、技術本部 武内隆文部長をはじめ、鉄構機器事業部 堀 重雄主席技師、河野安龍部長ほか、住友重機械工業株式会社の関係各位に心より感謝申し上げます。

Appendix

Appendix

【耐風対策模型および実橋想定模型】

本研究で対象とした模型は、第2章でも述べたように縮尺率 1/100 とし、床版端部に主桁を2本配置する端2主桁断面である。床版として用いた断面は高さ（厚さ） $d=5\text{mm}$ 、幅（幅員） $B=300\text{mm}$ 、断面辺長比 $B/d=60$ となる矩形断面を用いた。その床版の端部に以下で説明する主桁を設置した。

本実験で対象とした基本断面は、図 A-1(a)（本文：図 2-3-1）に示すような I 桁の他に図 A-1(b), (c) に示す箱桁、円柱桁である。主桁位置を床版端から主桁中心までの距離 c で定義する。床版厚・上下フランジ厚を含む高さを桁高 D と定義する。I 桁断面は断面辺長比 $B/D=3, 5, 6.7, 8.6, 10, 12.5$ の6種類を用意し、箱桁断面は断面辺長比 $B/D=5, 8.6, 10, 12.5$ の4種類を用意した。フランジ幅はそれぞれ 60mm, 36mm, 30mm, 24mm である。主桁位置 c は $c/B=0.013\sim0.300$ (4mm~90mm) まで段階的に変化させた。

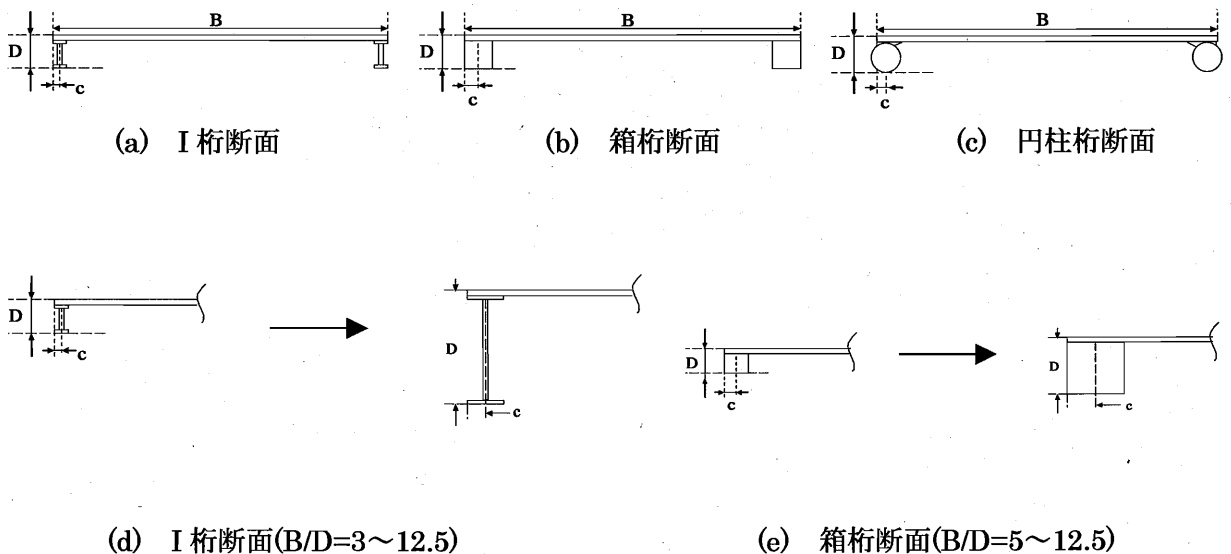
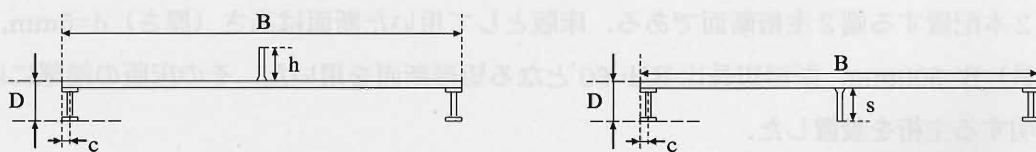


図 A-1 本研究で使用した模型断面（基本断面）

耐風対策として図 A-2 に示す鉛直プレートを用意した。その形状は、高さ（模型長さ）は 10mm, 20mm, 40mm の3種類である。いずれも木製の板を使い、充実率は 100%である。また、便宜上、本論文において床版中央部上面に設置した鉛直プレートをセンターバ

リア, 下面に設置した鉛直プレートはバッフルプレート (写真 A-1) と呼ぶことにする. センターバリアの高さを h , バッフルプレートの高さを s で定義する.



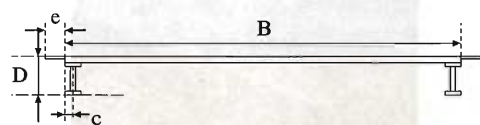
(a) I 桁断面($h/D=0\sim1.333$) (b) I 桁断面($s/D=0\sim1.333$)

図 A-2 本研究で使用した模型断面 (センターバリア, バッフルプレート)

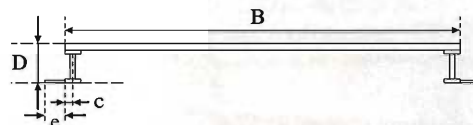


写真 A-1 本研究で使用した模型 (バッフルプレート)

また, 同じように耐風対策として図 A-3 で示す水平プレートを用意し, 幅 (張り出し部分) は 15mm あるいは 25mm, 厚さは 1.0mm, 長さは模型長 (橋軸方向) に合わせた 298mm で長方形鋼製薄板の 2 種類である. それぞれの水平プレートは模型断面の床版端部もしくは下フランジ外側にそれぞれ設け, 便宜上, 本論文では模型断面の床版端部に設置した水平プレートを上部水平プレート (写真 A-2), 下フランジ外側に設置した水平プレートを下部水平プレートと呼ぶことにしている. 上部水平プレートの長さを e , 下部水平プレートの長さを e' で定義する.



(a) I 桁断面($h/D=0\sim1.333$)



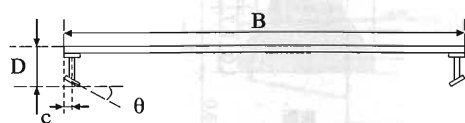
(b) I 桁断面($s/D=0\sim1.333$)

図 A-3 本研究で使用した模型断面（上部水平プレート，下部水平プレート）

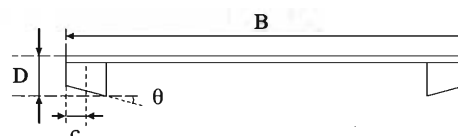


写真 A-2 本研究で使用した模型（上部水平プレート）

さらに、図 A-4（写真 A-3）に示すような下フランジを傾斜させた I 桁および箱桁も用意し、その角度は θ と定義する。I 桁断面は 30° と 45° の 2 種類を、箱桁断面は 15° ， 30° および 40° 用意した。以下、下フランジ角度付き断面と呼ぶ。その桁高は断面辺長比 $B/D=10$ となるように決定した。つまり、風からの見つけ幅が一定となるように上下フランジ厚を含む主桁高さを 25mm とした。



(a) I 桁断面($\theta=0\sim45^\circ$)



(b) 箱桁断面($\theta=0\sim40^\circ$)

図 A-4 本研究で使用した模型断面（下フランジ角度付き断面）



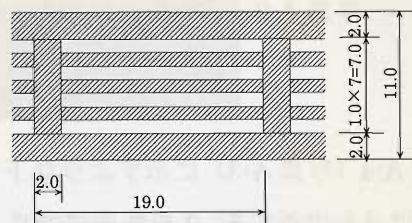
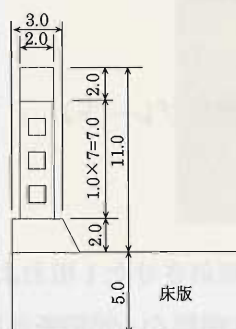
(a) I 桁断面($\theta=45^\circ$)



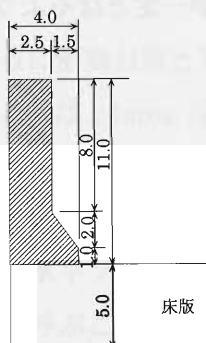
(b) 箱桁断面($\theta=15^\circ$)

写真 A-3 本研究で使用了模型 (下フランジ角度付き断面)

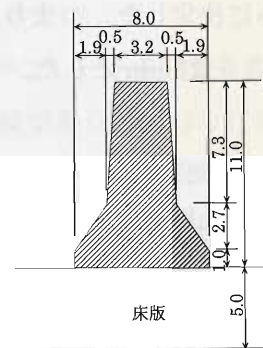
高欄や中央分離帯といった橋梁付属物の影響を調べるために、床版上面中央に充実率 100%のセンターバリアを幅員方向の中央に設置した。高欄形状は2種類を用意し、一つは充実率 100%の高欄を、もう一つは充実率 67.5%の高欄を床版上面端部に設置した。それぞれ壁高欄・ポスト高欄 (図 A-5) と呼ぶことにする。



(a) ポスト高欄 (mm)



(b) 壁高欄 (mm)



(c) センターバリア (mm)

図 A-5 本研究で使用了橋梁付属物 (mm)

模型本体は、表面が木製であり、軽量を保ちつつ剛性を確保するため内部はカーボンファイバー製である。模型の両端には、気流の2次元性を確保するために端板を設けてある。端板は木製であり内部はジェラルミンにより補強されている。

風洞内に設置された模型を写真 A-4 に示す。



写真 A-4 風洞内に設置した模型

本研究では上記で述べた基本断面の他に実橋を想定した断面で風洞実験を行っている。ただし、図 A-6 および写真 A-5 に示すような実橋想定断面模型は、その縮尺率を 1/70 とした 2 次元剛体模型である（本文：図 6-4-3）。

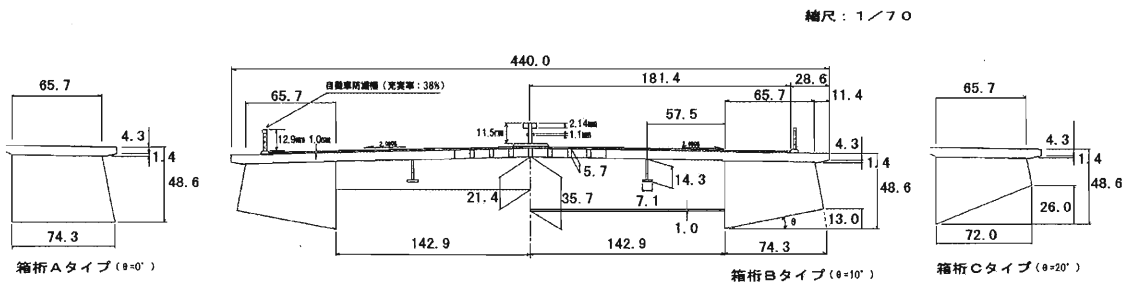


図 A-6 実橋を想定した主桁形式の模型断面

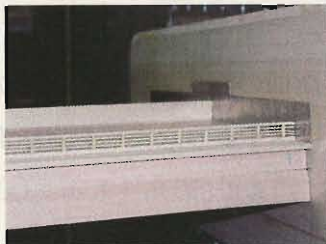
主桁形状には下フランジの傾斜角度を変えた3種類の箱桁断面を用意し、その下フランジの傾斜角度を基本断面と同様に θ で定義する。下面設置角度 $\theta=0^\circ$ （水平）を箱桁Aタイプ、 $\theta=10^\circ$ をBタイプ、 $\theta=20^\circ$ をCタイプとそれぞれ呼ぶことにする。また耐風対策部材として箱桁内側から鉛直プレート設けた下面スタビライザー、中央分離帯には中央高欄センターバリア、床版中央には充実率45%のグレーチングを考案した（写真A-6）。具体的な耐風対策部材の設置状況は第6章で示す。



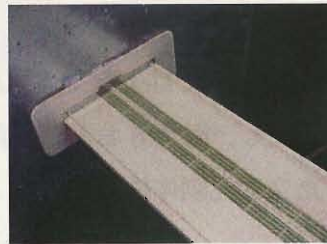
写真 A-5 風洞内に設置した模型（箱桁 B タイプ）



(a) 下面スタビライザー



(b) 中央高欄センターバリア



(c) グレーチング

写真 A-6 各種空力制振対策の設置概要

【風洞】

本研究では京都大学大学院社会基盤工学専攻に設置された室内回流式エッフェル型風洞（測定部高さ 1800mm，幅員 1000mm，測定部全長 6550mm）以外にも，実橋想定断面を用いた実験において，写真 A-7 に示す住友重機械工業(株)所有の風洞を用いた．本風洞はゲッチンゲン型回流式風洞（測定部高さ 3000mm，幅員 2000mm，測定部全長 15000mm）であり，風速は 0.3m/s～50m/s の範囲で連続的制御が可能である．いずれの風洞も「本州四国連絡橋風洞試験要領(2001)」に示された，風速分布の偏差 $\pm 1\%$ 以内，乱れ強さ 1%以内の基準値を有効測定断面内で満足させる性能を有している．また，いずれの模型も風速閉塞率は 5%以下であり，その他模型寸法条件は同じく「本州四国連絡橋風洞試験要領(2001)」に示される基準値内に設定して実施した．



写真 A-7 風洞（住友重機械工業株式会社）

【非定常空気力測定実験の概要】

非定常空気力測定には模型両端に取り付けたロードセルとともにたわみ・ねじれ各1自由度強制加振を行い、揚力・モーメントを直接測定した。実験装置の概要と実験装置状況を図 A-7 に示す。たわみおよびねじれ加振とも、 1.3Hz とし、たわみ変位は $2\eta=20\text{mm}$ 、ねじれ変位は $2\phi=4.0^\circ$ で実験を行った。風の傾斜角（迎角 α ）は 0° および $\pm 3^\circ$ とした。

空気力による揚力・ピッチングモーメントは、有風時の揚力・ピッチングモーメントから無風時の揚力・ピッチングモーメントを差し引くことで評価できる。この差し引きは、A/D 変換器（前出）により数値化された信号を用い、電算機により有風時・無風時における変位の信号のタイミングを合わせることで処理した。また、無風時に測定される力は慣性力に対応するので、この慣性力信号と変位信号とのずれを位相差補正值として用いた。

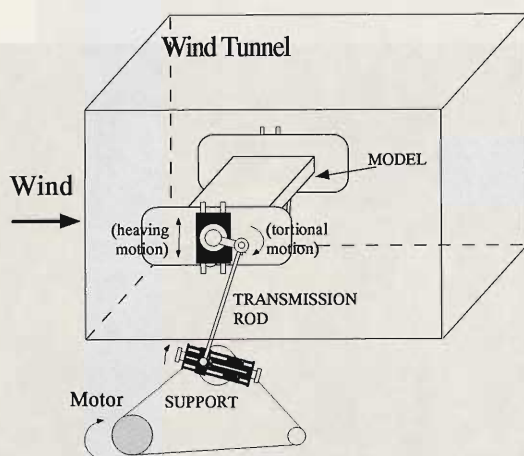


図 A-7 強制加振実験用模型加振実験装置の概略図と実験装置状況

【ポテンシャル理論による非定常空気力係数】

非定常空気力を解析的に求める際に、平板や薄翼では流れの剥離がみられないことからポテンシャル理論の適用が可能となり、航空工学の分野において作用する空気力について解析的な研究が行われてきた。航空工学における解析的研究の代表例として、図 A-8 に示すな微小一定振幅のたわみ・ねじれ 2 自由度調和振動を行う 2 次元平板翼の非定常空気力が挙げられる。これは、ポテンシャル理論の適用により解析的に求められる数少ない例であり、T. Theodorsen によって求められた。概略すると、平板翼周りの流れを翼上下面のわき出し・吸い込みによる無循環流れと Kutta の条件を満足する循環流れの重ね合わせで表現し、それぞれの流れによる空気力を足し合わせることで非定常空気力を求めるというもので、次式のように与えられた。ただし、ねじれ変位の中心は弦長中央点としており、たわみ変位も弦長中央点における変位としている。

$$L = -\pi\rho b^2(V\dot{\phi} + \ddot{\eta}) - 2\pi\rho bV C(k)(V\phi + \dot{\eta} + \frac{b\dot{\phi}}{2}) \quad (\text{A.1})$$

$$M = -\pi\rho b^2(V\frac{b\dot{\phi}}{2} + \frac{b^2\ddot{\phi}}{8}) + \pi\rho b^2V C(k)(V\phi + \dot{\eta} + \frac{b\dot{\phi}}{2})$$

ここで $C(k)$ は、Theodorsen 関数と呼ばれる複素関数であり、複素平面上で図 A-9 に示される軌跡を描く。なお、厳密な値は Hankel 関数によって与えられる。

$$C(k) = \frac{H_1^{(2)}(k)}{H_1^{(2)}(k) + iH_0^{(2)}(k)} = F(k) - iG(k) \quad (\text{A.2})$$

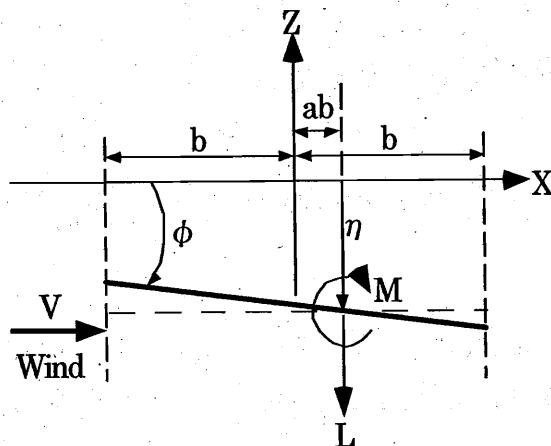
ただし、 $H_v^{(2)}(k)$ は第二種 Hankel 関数を表す。

式(A.1)からたわみ・ねじれの 2 自由度振動をする平板翼に作用する非定常空気力は、各振動変位・速度・加速度の関数として表され、しかも微小振動を仮定しているため線形関数となっていることがわかる。また、非定常空気力が連成項を持っていることもわかる。この連成項の存在が平板のフラッターにおいて重要な役割を果たしている。 $C(k)$ は準定常空気力と非定常空気力の比を表している。ここで、Theodorsen 関数が複素関数であることから、非定常空気力は準定常空気力より位相が遅れることになり、この位相の遅れが平板の連成フラッターに大きく影響している。

式(2.14) (本文中) と式(A.1)より、慣性力を無視した場合には 2 次元平板の非定常空気力係数 H_i^* , A_i^* ($i=1\sim 4$) が次式で表される。

$$\begin{aligned}
H_1^* &= -\frac{2\pi}{k}F(k), H_2^* = -\frac{2\pi}{k}\left(\frac{1}{2} + \frac{F(k)}{2} - \frac{G(k)}{k}\right), H_3^* = -\frac{2\pi}{k}\left(\frac{F(k)}{k} + \frac{G(k)}{2}\right), H_4^* = -\frac{2\pi}{k}G(k) \\
A_1^* &= \frac{\pi}{k}F(k), A_2^* = \frac{\pi}{k}\left(-\frac{1}{2} + \frac{F(k)}{2} - \frac{G(k)}{k}\right), A_3^* = \frac{\pi}{k}\left(\frac{F(k)}{k} + \frac{G(k)}{2}\right), A_4^* = \frac{\pi}{k}G(k)
\end{aligned}
\tag{A.3}$$

ここで $F(k)$, $G(k)$ は Theodorsen 関数の実部, 虚部を表す関数である ($C(k) = F(k) - iG(k)$). 式(A.3)を見ると2次元平板の場合には, 8個の非定常空気力係数が全くの独立ではなく, Theodorsen 関数の実部 $F(k)$ と虚部 $G(k)$ の2つの実関数で相互に結びつけられていることがわかる.



The airfoil moves in vertical translation $\eta(t)$ and rotates about an axis at $X=ab$ through an angle $\phi(t)$.

All quantities positive as shown. If η and ϕ are restricted to simple harmonic oscillations

$$(\eta, \phi) = (\eta_0, \phi_0) \exp(i\omega t),$$

the lift force (L) and the moment about an axis at $X=ab$ (M) can be written as follows.

$$L = -\pi\rho b^2(\ddot{\eta} + V\dot{\phi} - ab\ddot{\phi}) - 2\pi\rho bV C(k)\left[\dot{\eta} + V\phi + \left(\frac{1}{2} - a\right)b\dot{\phi}\right]$$

$$M = \pi\rho b^2\left\{ab\ddot{\eta} - V\left(\frac{1}{2} - a\right)b\dot{\phi} - \left(\frac{1}{8} + a^2\right)b^2\ddot{\phi}\right\}\ddot{\eta} + 2\pi\rho b^2V C(k)\left(a + \frac{1}{2}\right)\left[\dot{\eta} + V\phi + \left(\frac{1}{2} - a\right)b\dot{\phi}\right]$$

Where,

ρ : the air density

k : reduced frequency ($k=b\omega/V$)

ω : circular frequency

$C(k)$: Theodorsen's function

図 A-8 振動平板に作用する空気力

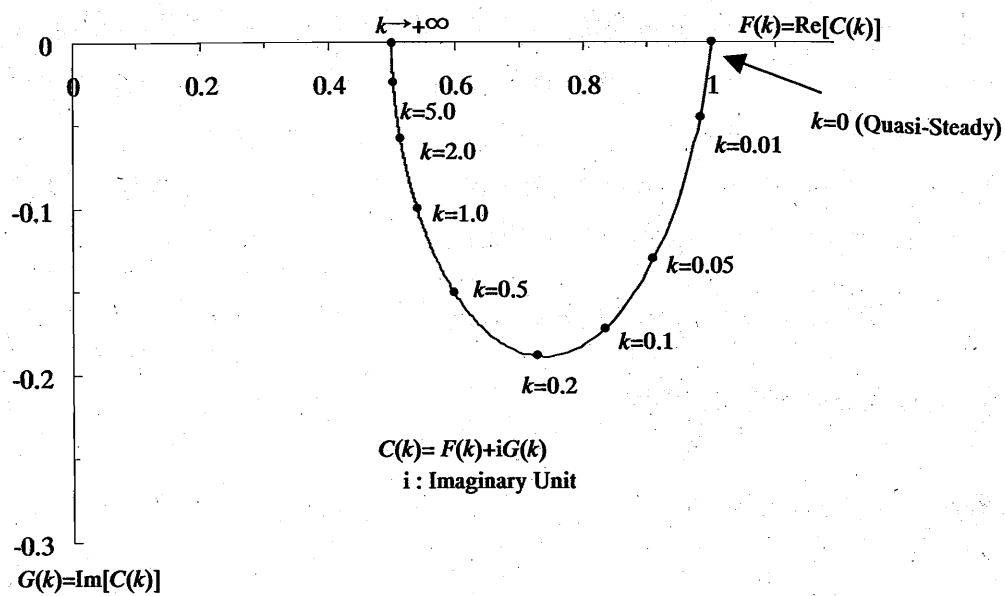


図 A-9 Theodorsen 関数 $C(k) = F(k) - iG(k)$ の複素平面表示

【Step-by-step 解析法 (Heaving branch)】

本文(第2章)ではStep-by-step 解析法のうち、ねじれ分枝におけるStep-by-step 解析法について述べた。ここではねじれ分枝と同様にたわみ分枝におけるStep-by-step 解析法について、以下にその手法を示す。

構造減衰のない有風時のたわみ振動の運動方程式は、ねじれ振動がない場合、本文における式(2.14)(本文中)より下式のように表される。

$$m\ddot{\eta} + k_{\eta}\phi = \rho b^2 \omega_F H_1^* \dot{\eta} + \rho b^2 \omega_F^2 H_4^* \eta \quad (\text{A.4})$$

ただし、 $\omega_{\eta 0}$: たわみ固有円振動数

式(A.4)の右辺を左辺に移項する。

$$\ddot{\eta} + \left(-\frac{\rho b^2}{m} \omega_F H_1^*\right) \dot{\eta} + \left(\omega_{\eta 0}^2 - \frac{\rho b^2}{m} \omega_F^2 H_4^*\right) \eta = 0 \quad (\text{A.5})$$

ここに、 η : たわみ変位(下向き正)、 $\dot{\eta}$: たわみ速度、 $\ddot{\eta}$: たわみ加速度、
 $\omega_{\eta 0}$: たわみ固有円振動数、 ω_F : フラッター振動数、 ρ : 空気密度、
 b : 半弦長、 m : 単位スパンあたりの質量

また、1自由度たわみ振動する物体の運動方程式は、強制外力のない場合は一般に下式のように表される。

$$\ddot{\eta} + 2\xi_{\eta} \omega_{\eta} \dot{\eta} + \omega_{\eta}^2 \eta = 0 \quad (\text{A.6})$$

ただし、 ξ_{η} : たわみ振動の減衰定数、 ω_{η} : 減衰無し($\xi_{\eta}=0$)とした場合のたわみ振動数

式(A.5)と式(A.6)の比較より、

$$\xi_{\eta} = \frac{-(\rho b^2/m) \omega_F H_1^*}{2\omega_{\eta}}, \quad \omega'_{\eta} = \sqrt{\left\{ \omega_{\eta 0}^2 - (\rho b^2/m) \omega_F^2 H_4^* \right\} (1 - \xi_{\eta}^2)} \quad (\text{A.7})$$

ただし、 ω'_{η} : 減衰有りとした場合のたわみ振動数

たわみ1自由度振動の場合、この ξ_{η} が負となる時、すなわち $H_1 > 0$ の時フラッターが発

現する。一方、2自由度連成系においてはこのたわみ振動による連成項の空気力が作用して、ねじれ振動の運動方程式は次のようになる。

$$\ddot{\phi} + \omega_{\phi 0}^2 \phi = \left(\frac{\rho b^3}{I}\right) \omega_F A_1 \dot{\eta} + \left(\frac{\rho b^3}{I}\right) \omega_F^2 A_4 \dot{\eta} + \left(\frac{\rho b^4}{I}\right) \omega_F A_2 \dot{\phi} + \left(\frac{\rho b^4}{I}\right) \omega_F^2 A_3 \dot{\phi} \quad (\text{A.8})$$

ただし、 $\omega_{\phi 0}$: ねじれ固有円振動数

式(A.8)の右辺を左辺に移項して、

$$\ddot{\phi} + \left(-\frac{\rho b^4}{I} \omega_F A_2\right) \dot{\phi} + \left(\omega_{\phi 0}^2 - \frac{\rho b^4}{I} \omega_F^2 A_3\right) \phi = \left(\frac{\rho b^3}{I}\right) \omega_F A_1 \dot{\eta} + \left(\frac{\rho b^3}{I}\right) \omega_F^2 A_4 \dot{\eta} \quad (\text{A.9})$$

ここに、 ϕ : ねじれ変位(下向き正)、 $\dot{\phi}$: ねじれ速度、 $\ddot{\phi}$: ねじれ加速度

$\omega_{\phi 0}$: ねじれ固有円振動数、 I : 単位スパンあたりの慣性モーメント

また、1自由度ねじれ振動する物体の運動方程式は、連成項の空気力が外力として作用すると考えると下式のように表される。

$$\ddot{\phi} + 2\xi_{\phi}^* \omega_{\phi}^* \dot{\phi} + \omega_{\phi}^{*2} \phi = \left(\frac{\rho b^3}{I}\right) \omega_F A_1 \dot{\eta} + \left(\frac{\rho b^3}{I}\right) \omega_F^2 A_4 \dot{\eta} \quad (\text{A.10})$$

ただし、 ξ_{ϕ}^* : ねじれ振動の減衰定数、 ω_{ϕ}^* : 減衰無し ($\xi_{\phi}^*=0$) とした場合のねじれ振動数

式(A.9)と式(A.10)の比較より、

$$\xi_{\phi}^* = \frac{-(\rho b^4/I) \omega_F A_2}{2\omega_{\phi}^*}, \quad \omega_{\phi}^{*2} = \sqrt{\left\{ \omega_{\phi 0}^2 - (\rho b^4/I) \omega_F^2 A_3 \right\} (1 - \xi_{\phi}^{*2})} \quad (\text{A.11})$$

ただし、 ω_{ϕ}^* : 減衰有りとした場合のねじれ振動数

ここで、たわみ変位を $\eta = \bar{\eta} \sin \omega_{\eta} t$ のようにおくと、たわみ速度は次式のようになる

$$\dot{\eta} = \omega_{\eta} \bar{\eta} \cos \omega_{\eta} t = \omega_{\eta} \bar{\eta} \sin(\omega_{\eta} t + 90^\circ) \quad (\text{A.12})$$

式(A.7)の外力による定常応答の振幅は式(A.12)より

$$\begin{aligned} \left(\frac{\rho b^3}{I}\right)\omega_F A_1 \dot{\eta} + \left(\frac{\rho b^3}{I}\right)\omega_F^2 A_4 \dot{\eta} &= \frac{\rho b^3}{I}\omega_F (\omega_F A_4 \dot{\eta} \sin \omega_F t + \omega_F A_1 \dot{\eta} \cos \omega_F t) \bar{\eta} \\ &= \frac{\rho b^3}{I}\omega_F \sqrt{(\omega_F A_4 \dot{\eta})^2 + (\omega_F A_1 \dot{\eta})^2} \bar{\eta} \sin(\omega_F t - \Delta) \end{aligned} \quad (\text{A.13})$$

ここで、 Δ はたわみ変位下向き最大から、たわみ振動によるモーメント最大までの位相遅れであり、 Δ は次のようにあらわされる。

$$\begin{aligned} \Delta &= \tan^{-1} \left(-\frac{\omega_F A_1 \dot{\eta}}{\omega_F A_4 \dot{\eta}} \right) \\ \cos \Delta &= \frac{\omega_F A_4 \dot{\eta}}{\sqrt{(\omega_F A_4 \dot{\eta})^2 + (\omega_F A_1 \dot{\eta})^2}}, \quad \sin \Delta = -\frac{\omega_F A_1 \dot{\eta}}{\sqrt{(\omega_F A_4 \dot{\eta})^2 + (\omega_F A_1 \dot{\eta})^2}} \end{aligned} \quad (\text{A.14})$$

式(A.13)の右辺の外力による定常応答を速度同相成分 ϕ_1 と変位同相成分 ϕ_2 に分けて考える。

(I) 速度同相成分

$$\ddot{\phi}_1 + 2\zeta_\phi \dot{\omega}_\phi \dot{\phi}_1 + \omega_\phi^2 \phi_1 = \left(\frac{\rho b^3}{I}\right)\omega_F A_1 \dot{\eta} \bar{\eta} \sin(\omega_F t + 90^\circ) \quad (\text{A.15})$$

これを解くと、次式が成立する。

$$\phi_1 = \frac{\left(\frac{\rho b^3}{I}\right)\omega_F A_1 \dot{\eta} \bar{\eta}}{\sqrt{(\omega_\phi^2 - \omega_F^2)^2 + 4\zeta_\phi^2 \omega_\phi^2 \omega_F^2}} \sin(\omega_F t + 90^\circ - \theta) \quad (\text{A.16})$$

ここで、 θ はたわみ振動によるモーメント最大からねじれ変位最大までの位相遅れであり、 θ は次のように表される。

$$\begin{aligned} \theta &= \tan^{-1} \left(\frac{2\zeta_\phi \dot{\omega}_\phi \dot{\omega}_F}{\omega_\phi^2 - \omega_F^2} \right) \\ \cos \theta &= \frac{\omega_\phi^2 - \omega_F^2}{\sqrt{(\omega_\phi^2 - \omega_F^2)^2 + 4\zeta_\phi^2 \omega_\phi^2 \omega_F^2}}, \quad \sin \theta = \frac{2\zeta_\phi \dot{\omega}_\phi \dot{\omega}_F}{\sqrt{(\omega_\phi^2 - \omega_F^2)^2 + 4\zeta_\phi^2 \omega_\phi^2 \omega_F^2}} \end{aligned} \quad (\text{A.17})$$

そこで、 $\bar{\phi}_1 = \frac{\left(\frac{\rho b^3}{I}\right)\omega_F A_1 \dot{\eta} \bar{\eta}}{\sqrt{(\omega_\phi^2 - \omega_F^2)^2 + 4\zeta_\phi^2 \omega_\phi^2 \omega_F^2}}$ とおくと、次式が成立する。 (A.18)

$$\begin{aligned}
A_I^* > 0 \text{ のとき, } \phi_1 &= \bar{\phi}_1 \sin(\omega_\eta t + 90^\circ - \theta) = \bar{\phi}_1 \sin(\omega_\eta t - \theta_1) & \theta_1 &= \theta - 90^\circ \\
A_I^* < 0 \text{ のとき, } \phi_1 &= \bar{\phi}_1 \sin(\omega_\eta t + 90^\circ - \theta - 180^\circ) = \bar{\phi}_1 \sin(\omega_\eta t - \theta_1) & \theta_1 &= \theta + 90^\circ
\end{aligned} \tag{A.19}$$

ここで、 θ_1 は速度同相成分の、モーメント最大からねじれ変位最大までの位相遅れである。

(II) 変位同相成分

$$\ddot{\phi}_2 + 2\xi_\phi \dot{\omega}_\phi \dot{\phi}_2 + \omega_\phi^2 \phi_2 = \left(\frac{\rho b^3}{I}\right) \omega_F^2 A_4 \dot{\eta} \sin \omega_\eta t \tag{A.20}$$

これを解くと、次式が成立する。

$$\phi_2 = \frac{\left(\frac{\rho b^3}{I}\right) \omega_F^2 A_4 \dot{\eta}}{\sqrt{(\omega_\phi^2 - \omega_\eta^2)^2 + 4\xi_\phi^2 \omega_\phi^2 \omega_\eta^2}} \sin(\omega_\eta t - \theta) \tag{A.21}$$

$$\text{そこで, } \bar{\phi}_2 = \frac{\left(\frac{\rho b^3}{I}\right) \omega_F^2 |A_4| |\dot{\eta}|}{\sqrt{(\omega_\phi^2 - \omega_\eta^2)^2 + 4\xi_\phi^2 \omega_\phi^2 \omega_\eta^2}} \text{ とおくと次式が成立する。} \tag{A.22}$$

$$\begin{aligned}
A_4^* > 0 \text{ のとき, } \phi_2 &= \bar{\phi}_2 \sin(\omega_\eta t - \theta) = \bar{\phi}_2 \sin(\omega_\eta t - \theta_2) & \theta_2 &= \theta \\
A_4^* < 0 \text{ のとき, } \phi_2 &= \bar{\phi}_2 \sin(\omega_\eta t - \theta - 180^\circ) = \bar{\phi}_2 \sin(\omega_\eta t - \theta_2) & \theta_2 &= \theta + 180^\circ
\end{aligned} \tag{A.23}$$

ここで、 θ_2 は変位同相成分の、モーメント最大からねじれ変位最大までの位相遅れである。

以上より、ねじれ振動の定常応答 ϕ は $\phi = \phi_1 + \phi_2 = \bar{\phi}_1 \sin(\omega_\eta t - \theta_1) + \bar{\phi}_2 \sin(\omega_\eta t - \theta_2)$ となり、たわみ変位最大からねじれ変位最大までの位相遅れ ψ は、 $\psi = \Delta + \theta$ と表される。

次に、このねじれ振動が再びたわみ振動の方に連成項として働く場合を考える。

$$\ddot{\eta} + \omega_{\eta 0}^2 \eta = \left(\frac{\rho b^2}{m}\right) \omega_F H_1 \dot{\eta} + \left(\frac{\rho b^2}{m}\right) \omega_F^2 H_4 \dot{\eta} + \left(\frac{\rho b^3}{m}\right) \omega_F H_2 (\dot{\phi}_1 + \dot{\phi}_2) + \left(\frac{\rho b^3}{m}\right) \omega_F^2 H_3 (\phi_1 + \phi_2) \tag{A.24}$$

式(A.24)の右辺第3項以降を展開し、 $\sin \omega_\eta t = \frac{\eta}{\bar{\eta}}$ $\cos \omega_\eta t = \frac{\dot{\eta}}{\bar{\eta} \omega_\eta}$ を代入すると、次のように表される。

$$\begin{aligned}
\ddot{\eta} + \omega_{\eta 0}^2 \eta &= \left(\frac{\rho b^2}{m}\right) \omega_F H_1 \dot{\eta} + \left(\frac{\rho b^2}{m}\right) \omega_F^2 H_4 \dot{\eta} \\
&+ \left(\frac{\rho b^3}{m}\right) \omega_F H_2 \dot{\omega}_\eta \left(\frac{\bar{\phi}_1 \dot{\eta}}{\bar{\eta} \omega_\eta} \cos \theta_1 + \frac{\bar{\phi}_1 \dot{\eta}}{\bar{\eta}} \sin \theta_1 + \frac{\bar{\phi}_2 \dot{\eta}}{\bar{\eta} \omega_\eta} \cos \theta_2 + \frac{\bar{\phi}_2 \dot{\eta}}{\bar{\eta}} \sin \theta_2 \right) \\
&+ \left(\frac{\rho b^3}{m}\right) \omega_F^2 H_3 \dot{\omega}_\eta \left(\frac{\bar{\phi}_1 \dot{\eta}}{\bar{\eta}} \cos \theta_1 - \frac{\bar{\phi}_1 \dot{\eta}}{\bar{\eta} \omega_\eta} \sin \theta_1 + \frac{\bar{\phi}_2 \dot{\eta}}{\bar{\eta}} \cos \theta_2 - \frac{\bar{\phi}_2 \dot{\eta}}{\bar{\eta} \omega_\eta} \sin \theta_2 \right)
\end{aligned} \tag{A.25}$$

式(A.25)に、式(A.18)、式(A.22)を代入すると、式(A.25)は次式になる。

$$\begin{aligned}
\ddot{\eta} + \omega_{\eta 0}^2 \eta &= \left(\frac{\rho b^2}{m}\right) \omega_F H_1 \dot{\eta} + \left(\frac{\rho b^2}{m}\right) \omega_F^2 H_4 \dot{\eta} \\
&+ \frac{(\rho b^3/I)(\rho b^3/m)}{\sqrt{(\omega_\star^2 - \omega_\eta^2)^2 + 4\zeta_\star^2 \omega_\star^2 \omega_\eta^2}} \{ \omega_F^2 \omega_\eta H_2 |A_1| \cos \theta_1 + \omega_F^3 H_2 |A_4| \cos \theta_2 - \omega_F^3 H_3 |A_1| \sin \theta_1 - \frac{\omega_F^4}{\omega_\eta} H_3 |A_4| \sin \theta_2 \} \dot{\eta} \\
&+ \frac{(\rho b^3/I)(\rho b^3/m)}{\sqrt{(\omega_\star^2 - \omega_\eta^2)^2 + 4\zeta_\star^2 \omega_\star^2 \omega_\eta^2}} \{ \omega_F^2 \omega_\eta^2 H_2 |A_1| \sin \theta_1 + \omega_F^3 \omega_\eta H_2 |A_4| \sin \theta_2 + \omega_F^3 \omega_\eta H_3 |A_1| \cos \theta_1 + \omega_F^4 H_3 |A_4| \cos \theta_2 \} \eta
\end{aligned} \tag{A.26}$$

そこで、右辺を左辺に移項したとき、 $\dot{\eta}$ の係数が連成項を含めたたわみ振動の減衰係数であり、この係数が負となるときの連成フラッターが発現する。この時、 $\omega_F = \omega_\eta$ となり、式(A.26)は以下のように整理される。

$$\begin{aligned}
\ddot{\eta} + \left[-\left(\frac{\rho b^2}{m}\right) \omega_F H_1 - \frac{\omega_F (\rho b^3/I)(\rho b^3/m)(\omega_F/\omega_\star)^2}{\sqrt{\left\{ 1 - (\omega_F/\omega_\star)^2 \right\}^2 + 4\zeta_\star^2 (\omega_F/\omega_\star)^2}} \{ H_2 |A_1| \cos \theta_1 + H_2 |A_4| \cos \theta_2 - H_3 |A_1| \sin \theta_1 - H_3 |A_4| \sin \theta_2 \} \right] \dot{\eta} \\
+ \left[\omega_{\eta 0}^2 - \left(\frac{\rho b^2}{m}\right) \omega_F^2 H_4 - \frac{\omega_F^2 (\rho b^3/I)(\rho b^3/m)(\omega_F/\omega_\star)^2}{\sqrt{\left\{ 1 - (\omega_F/\omega_\star)^2 \right\}^2 + 4\zeta_\star^2 (\omega_F/\omega_\star)^2}} \{ H_2 |A_1| \sin \theta_1 + H_2 |A_4| \sin \theta_2 + H_3 |A_1| \cos \theta_1 + H_3 |A_4| \cos \theta_2 \} \right] \eta = 0
\end{aligned} \tag{A.27}$$

2自由度連成系のたわみ振動の運動方程式は下式のように表され、

$$\ddot{\eta} + 2\zeta_\eta \omega_\eta \dot{\eta} + \omega_\eta^2 \eta = 0 \tag{A.28}$$

また、 $\delta_\eta = 2\pi\zeta_\eta$ (δ_η : たわみ振動の対数減衰率) の関係より、

$$\delta_\eta = -\pi\left(\frac{\rho b^2}{m}\right)H_1^* - \pi\left(\frac{\rho b^2}{m}\right) \frac{\left(\frac{\rho b^4}{I}\right)\left(\frac{\omega_F}{\omega_\phi}\right)^2}{\sqrt{\left\{1 - \left(\frac{\omega_F}{\omega_\phi}\right)^2\right\}^2 + 4\zeta_\phi^2 \left(\frac{\omega_F}{\omega_\phi}\right)^2}} \{H_2^*|A_1^*|\cos\theta_1 + H_2^*|A_4^*|\cos\theta_2 - H_3^*|A_1^*|\sin\theta_1 - H_3^*|A_4^*|\sin\theta_2\} \quad (\text{A.29})$$

となる。そこで、式(A.29)にある係数を次式で表す。

$$\textcircled{1}: \pi\left(\frac{\rho b^2}{m}\right) \quad \textcircled{2}: \frac{\left(\frac{\rho b^4}{I}\right)\left(\frac{\omega_F}{\omega_\phi}\right)^2}{\sqrt{\left\{1 - \left(\frac{\omega_F}{\omega_\phi}\right)^2\right\}^2 + 4\zeta_\phi^2 \left(\frac{\omega_F}{\omega_\phi}\right)^2}} \quad (\text{A.30})$$

$$\delta_\eta = -\textcircled{1}H_1^* - \textcircled{1}\textcircled{2}\{H_2^*|A_1^*|\cos\theta_1 + H_2^*|A_4^*|\cos\theta_2 - H_3^*|A_1^*|\sin\theta_1 - H_3^*|A_4^*|\sin\theta_2\} \quad (\text{A.31})$$

よって、式(A.29)のように δ_η が表され、 $\delta_\eta < 0$ の時、Heaving branch において連成フラッターが発現する。

このように非定常空気力係数間の相関は、たわみ振動(η motion)によってねじれ振動系(ϕ system)にねじれ振動(ϕ response)が励起され、そのねじれ振動によって同様にたわみ振動が励起されるというフィードバック系を形成している。解析手順は Torsional branch に着目した Step-by-step 解析と同様である。